

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ, МОЛОДІ ТА СПОРТУ УКРАЇНИ
ТЕРНОПІЛЬСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
імені ІВАНА ПУЛЮЯ

МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ

до практичних занять з дисципліни

«Будівельні конструкції, будівлі і споруди»

Частина I: Будівельні конструкції і будівлі

(для студентів спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія»

денної і заочної форми навчання)

Затверджено

на засіданні кафедри

будівельної механіки.

Протокол № 10 від 09.06.21

на засіданні методичної ради факультету

інженерії машин, споруд та технологій

Протокол № 9 від 23.06.21

ТЕРНОПІЛЬ 2021

УДК 624

ББК 38.6-5

Методичні вказівки до практичних занять з дисципліни «Будівельні конструкції, будівлі і споруди». Частина І: Будівельні конструкції і будівлі. / (для студентів спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» денної і заочної форми навчання) / Укл.: В.Б. Ігнатська. – Тернопіль: вид-во ТНТУ ім. І. Пулюя, 2021 – 64 с.

У методичних вказівках наведено короткі відомості по темах курсу, наведені варіанти задач і методичні рекомендації для вирішення цих задач.

Укладачі

В. Б. Ігнатська, доц., к.т.н.,

Відп. за випуск

В.П. Ясній, к.т.н.

Рецензент

О. І. Качка, головний інженер ТзОВ «Перспектива ресурс»

ЗМІСТ

Вступ	4
Тема 1. Визначення розрахункових характеристик матеріалів	5
Тема 2. Навантаження і впливи	10
Тема 3. Сталеві колони	17
Тема 4. Підбір перерізу дерев'яної стійки.....	22
Тема 5. Підбір перерізу центрально-стиснутого неармованого цегляного стовпа.....	27
Тема 6. Визначення розрахункового опору ґрунту.....	31
Додатки.....	36
Література, що рекомендується.....	62

ВСТУП

Для закріплення теоретичних основ з дисципліни «Будівельні конструкції, будівлі і споруди» навчальним планом передбачені практичні заняття і самостійна робота, результатами яких є розрахунки, які закріплюють навички самостійного застосування вивчених теоретичних питань і самостійної інженерної діяльності.

Курс «Будівельні конструкції, будівлі і споруди» належить до вибірових дисциплін.

Метою курсу є формування спеціалізованої компетенції щодо здатності проектувати та будувати будівельні конструкції, будівлі і споруди, застосовуючи методики розрахунку та основні принципи проектування на базі знання основних понять які стосуються будівельних конструкцій, будівель і споруд, їх класифікації, методики розрахунку, основних принципів проектування, а також законодавчих та нормативних документів, які стосуються певного виду будівельних конструкцій, будівель і споруд.

За результатами вивчення дисципліни студент повинен продемонструвати такі результати навчання:

- *знати*: основні поняття, які стосуються будівельних конструкцій і інженерних споруд, їх класифікацію, конструктивні особливості, методику розрахунку та основні принципи проектування, законодавчі та нормативні документи, які стосуються певного виду будівельних конструкцій і інженерних споруд;

- *розуміти*: взаємозв'язок між правильними розрахунками будівельних конструкцій і інженерних споруд, їх проектуванням та якістю будівництва;

- *застосовувати*: методики розрахунку та основні принципи проектування різних будівельних конструкцій і інженерних споруд для розрахунку та проектування цих конструкцій і споруд;

- *аналізувати*: результати розрахунків і проектування різних будівельних конструкцій і інженерних споруд;

- *синтезувати*: результати аналізу розрахунків і проектування різних будівельних конструкцій і інженерних споруд;

- *оцінювати*: правильність розрахунків і проектування різних будівельних конструкцій і інженерних споруд.

Вивчення навчальної дисципліни передбачає формування та розвиток у студентів компетентностей:

загальних:

- володіння культурою мислення, здатність до узагальнення, аналізу, сприйняття інформації;

- вміння використовувати фундаментальні закони природи, закони природничо-наукових дисциплін і механіки в процесі професійної діяльності;

- вміння проявляти оригінальність і творчість у застосуванні знань та вмінь;
- вміння використовувати нормативно-правові документи для вирішення задач;
- вміння відслідковувати і критично осмислювати зміни в нормативно-правових документах.

фахових:

- вміння інтерпретувати і поміщати відповідну інформацію у відповідний контекст будівельних розрахунків і досліджень;
- вміння застосовувати фізико-математичний апарат, теоретичні, розрахункові і експериментальні методи досліджень, методи математичного і комп'ютерного моделювання в процесі професійної діяльності;
- здатність виконувати розрахункові та проектувальні роботи для будівельних конструкцій, будівель і споруд на підставі чинних законодавчих та нормативних документів, в тому числі і з використанням програмних систем комп'ютерного проектування на основі ефективного поєднання передових технологій;
- здатність узагальнювати, аналізувати та оцінювати результат виконаних робіт в процесі будівництва будівель і споруд.

ТЕМА 1: ВИЗНАЧЕННЯ РОЗРАХУНКОВИХ ХАРАКТЕРИСТИК МАТЕРІАЛІВ

Мета практичного заняття: Оволодіння слухачами навичками визначення розрахункових характеристик різних будівельних матеріалів.

Після вивчення теми слухачі повинні вміти:

- визначати розрахункові характеристики будівельних матеріалів;
- аналізувати розрахункові характеристики різних будівельних матеріалів.

Короткі теоретичні відомості

Мета розрахунку будівельних конструкцій - не допустити настання жодного з граничних станів, які можуть виникнути в конструкції (будівлі) при їх експлуатації протягом всього терміну служби, а також при їх зведенні.

При розрахунках за граничними станами першої і другої груп головним показником міцності матеріалу є його опір, який може приймати характеристичні (нормативні) та розрахункові значення:

R_n – *характеристичний (нормативний) опір матеріалу*. Встановлюється будівельними нормами;

R - *розрахунковий опір матеріалу*. Визначається за формулою:

$$R = \frac{R_n}{\gamma_m}$$

де γ_m - *коефіцієнт надійності за матеріалом*, $\gamma_m > 1$.

Коефіцієнт надійності за матеріалом враховує невідповідність фактичної роботи матеріалу в конструкціях і його роботи при випробуванні в зразках, а також можливість попадання в конструкції матеріалу з властивостями нижче встановлених в стандартах.

Розрахункові опори в розрахунках слід приймати з *коефіцієнтом умов роботи* γ_c . Цей коефіцієнт враховує особливості роботи матеріалів, елементів і з'єднань конструкцій, а також будівель і споруд в цілому, якщо ці особливості мають систематичний характер, але не відображаються в розрахунках прямим шляхом (облік температури, вологості, агресивності середовища та ін.).

Якщо коефіцієнт умов роботи відрізняється від одиниці, на нього завжди треба множити розрахунковий опір.

Вибір матеріалів для несучих конструкцій залежить від багатьох умов. При цьому немає необхідності кожного разу виконувати порівняння варіантів і економічні обґрунтування, тому що в будівельній практиці за певними видами конструкцій давно закріпилися відповідні матеріали. Сталь, залізобетон, деревину можна використовувати для стислих і згинальних конструкцій (колони і балки), а камінь (цегла) широко використовується для стовпів, але практично не використовується в якості згинальних конструкцій

Відповідно до ДСТУ Б В.2.7-80 силікатні цегла та камені мають такі ж розміри, як і керамічні.

Завдання 1

Визначити розрахунковий опір сталі за межею текучості для стисненого стержня звареної кроквяної ферми з парних кутників при розрахунку на стійкість. Встановити вихідні дані по табл. 1.1.

Таблиця 1.1 - Розрахункові характеристики прокатної сталі

№ вар.	Марка сталі	Номер кутника	№ вар.	Марка сталі	Номер кутника
1	C 235	└ 50x5	16	C 245	└ 160x12
2	C 245	└ 56x5	17	C 255	└ 200x10
3	C 255	└ 63x6	18	C 245	└ 200x13
4	C 255	└ 63x4	19	C 285	└ 200x14
5	C 285	└ 70x5	20	C 345	└ 200x16
6	C 345	└ 70x6	21	C 385	└ 200x20
7	C 385	└ 75x5	22	C 235	└ 200x12
8	C 235	└ 75x6	23	C 245	└ 200x13
9	C 245	└ 80x6	24	C 255	└ 100x7
10	C 255	└ 80x7	25	C 235	└ 100x8
11	C 255	└ 90x6	26	C 285	└ 100x10
12	C 285	└ 90x7	27	C 345	└ 110x10
13	C 345	└ 160x10	28	C 355	└ 125x9
14	C 385	└ 160x12	29	C 235	└ 140x9
15	C 345	└ 180x11	30	C 345	└ 140x10

Методика розрахунку

1. По таблиці табл. А.1 додатка А визначається розрахунковий опір сталі за границею текучості R_y , Н/мм² для заданої марки сталі і при товщині фасону, зазначеної в номері кутника. Наприклад, дано кутник └ 125x10, його товщина $t = 10$ мм. Для марки сталі C 245: $R_y^T = 240$ Н/мм² або 240 МПа.

2. По табл. Б.1 додатка Б визначається коефіцієнт умови роботи стисненого стержня ферми γ_c .

3. Розрахунковий опір стали за межею текучості для стисненого стержня звареної кроквяної ферми визначається за формулою: $R_y = R_y^T \cdot \gamma_c$, МПа.

Завдання 2

Визначити розрахунковий опір на стиск вздовж волокон цільної деревини з бруса. Вихідні дані наведені в табл. 1.2.

Таблиця 1.2 - Розрахункові характеристики деревини

№ вар	Порода	Переріз	Експлуатаційний клас	Клас міцності, Н/мм ²
1	Ялина	100x100	2	C18
2	Сосна	100x125	3	C22
3	Ялиця	125x150	1	C27
4	Береза	150x150	2	D35
5	Дуб	150x175	3	D40
6	Модрина	175x175	2	D50
7	Бук	175x200	3	D40
8	Осика	200x200	2	D35
9	Ясен	100x100	1	D30
10	Клен	100x125	1	D50
11	Кедр сибірський	125x150	2	C27
12	Сосна	150x150	1	C16
13	Ялиця	175x175	3	C18
14	Тополя	200x200	2	D35
15	Граб	100x125	3	D50
16	Липа	100x150	2	D40
17	Бук	150x200	1	D50
18	Осика	200x250	2	D30
19	Ясен	150x150	3	D40
20	Клен	100x100	1	D40
21	Кедр сибірський	100x125	3	C18
22	Сосна	125x125	1	C20
23	Ялиця	150x150	2	C14
24	Береза	150x175	1	D40
25	Дуб	100x175	2	D50
26	Модрина	100x200	1	D40
27	Ясен	150x200	1	D30
28	Клен	100x150	2	D50
29	Ялиця	150x150	3	C30
30	Береза	100x175	1	D30

Методика розрахунку

1. Визначається характеристичне значення міцності деревини $f_{c,0,k}^a$, Н/мм² по табл. В.1 або В.2 додатка В.
2. Визначається коефіцієнт надійності за матеріалом γ_M (табл. Г.1 додатка Г)
3. Визначається коефіцієнт перетворення k_{mod} , що враховує тривалість дії навантаження та температурно-вологісні умови експлуатації (табл. Г.2 додатка Г).
4. Визначається розрахункове значення міцності при стиску вздовж волокон за формулою:

$$f_{c,0,d} = k_{mod} \frac{f_{c,0,k}}{\gamma_M}, \text{ Н/мм}^2.$$

Завдання 3

Визначити розрахунковий опір стиску стовпа з кам'яної кладки. Встановити вихідні дані по табл. 1.3.

Таблиця 1.3 - Розрахункові характеристики кам'яної кладки

№ вар	Матеріал кладк	Марка каменю	Марка розчину	Переріз (цегла)	№ вар	Матеріал кладк	Марка каменю	Марка розчину	Переріз (цегла)
1	А	75	50	1,5х2,0	16	Б	100	150	1,5х1,5
2	А	100	50	1,5х2,5	17	Б	150	100	1,5х2,5
3	А	125	50	1,5х3,0	18	Б	200	150	2,0х3,5
4	А	150	50	2,0х2,0	19	Б	300	100	1,5х2,0
5	А	200	50	2,0х2,5	20	Б	125	150	2,0х3,0
6	Б	100	150	2,0х3,0	21	В	200	100	1,5х3,0
7	Б	125	150	2,0х3,5	22	В	150	150	2,0х2,5
8	Б	150	150	1,5х1,5	23	В	50	50	1,5х2,0
9	Б	200	150	1,5х2,0	24	В	75	100	2,0х3,5
10	Б	300	150	1,5х2,5	25	В	100	150	2,0х2,0
11	В	75	100	1,5х3,0	26	А	35	10	1,5х2,0
12	В	100	100	2,0х2,0	27	А	50	10	1,5х2,5
13	В	125	100	2,0х2,5	28	А	75	10	2,0х3,0
14	В	150	100	2,0х3,0	29	А	100	25	2,5х3,0
15	В	200	100	2,0х3,5	30	А	125	25	3,0х3,5

Матеріал кладки: А- цегла керамічна; Б - цегла силікатна; В - керамічні камені.

Методика розрахунку

1. Зображується поперечний переріз стовпа. Приклад наведений на рис. 1. Розміри перерізу стовпа в цеглі переводяться в мм. Розміри цегли в плані 250x120 мм. Ціла цегла - це її довжина, півцегли - ширина, шов між цеглою – 10 мм.

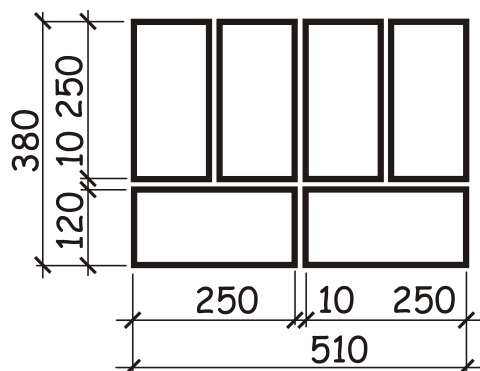


Рисунок 1.1 – Приклад зображення поперечного перерізу стовпа

2. Визначається площа перерізу стовпа:

$$A = b \cdot h, \text{ м}^2.$$

Якщо $A > 0,3 \text{ м}^2$, то коефіцієнт умови роботи $\gamma_c = 1$. Якщо $A \leq 0,3 \text{ м}^2$, то $\gamma_c = 0,8$.

3. Згідно з табл. Д1 додатка Д визначається розрахунковий опір кладки стиску в залежності від виду матеріалу кладки, марки каменю і марки розчину f_d , МПа.

4. Визначається розрахунковий опір стиску стовпа з кам'яної кладки:

$$f_d = f_d^T \cdot \gamma_c, \text{ МПа}.$$

Завдання 4

Виконати порівняння міцності різних матеріалів на стиск. Порівняння міцності різних матеріалів на стиск виконати в табличній формі (табл. 1.4).

Таблиця 1.4 - Порівняння міцності різних матеріалів, МПа

Розрахунковий опір, МПа	Види будівельних матеріалів		
	Сталь	Деревина	Кладка
Позначення	R_y	$f_{c,0,d}$	f_d
Чисельне значення			
$n = \frac{R_i}{R}$			

Методика розрахунку

1. Порівняння міцності різних матеріалів на стиск виконується в табличній формі (табл. 1.4).
2. Розрахункові опори матеріалів приймається за результатами рішення 1 - 3 завдань.
3. Визначається відношення розрахункового опору різних матеріалів до розрахункового опору кладки по формулі: $n = \frac{R_i}{R}$, где R_i – розрахунковий опір сталі або деревини.
4. Аналізується таблиця та робиться висновок, який матеріал має найбільшу міцність в порівнянні з кам'яною кладкою.

Література: [1] п.п. 7.1-7.5; [3] п.п. 7.3; [4] п.п. 1-8.5.

Контрольні питання

1. Дайте визначення центрально-стислих і позакентрово стиснутих колон.
2. Від чого залежить розрахунковий опір різних видів будівельних матеріалів: сталі, деревини, кам'яної кладки?
3. Що означають буквені символи: γ_c , $f_{c,0,k}^a$, γ_m , k_{mod} , $f_{c,0,d}$, f_d ?

ТЕМА 2: НАВАНТАЖЕННЯ І ВПЛИВИ

Мета практичного заняття: Оволодіння слухачами навичками збору навантажень на 1 м покриття.

Після вивчення теми слухачі повинні вміти:

- виконувати збір навантажень на 1 м покриття;
- аналізувати результати збору навантажень на 1 м покриття;
- оцінювати правильність збору навантажень на 1 м покриття.

Короткі теоретичні відомості

Залежно від причин виникнення навантаження і впливи поділяються на основні та епізодичні.

З точки зору характеру впливу навантаження можуть бути статичними і динамічними.

Залежно від тривалості дії навантаження поділяються відповідно до ДБН В.1.2-2 на *постійні і змінні*. *Постійними* є навантаження, які при будівництві та експлуатації споруди діють постійно. *Змінними* є навантаження, які в окремі періоди будівництва і експлуатації можуть бути відсутні.

До *постійних навантажень* відносяться:

- вага частин будівель і споруд, в тому числі вага несучих і огорожувальних будівельних конструкцій;
- вага і тиск ґрунтів (насипів, засипок), гірничий тиск;
- вплив попереднього напруження в конструкціях.

Змінні навантаження поділяють на тривалі, короточасні і епізодичні.

До змінних тривалих навантажень відносяться:

- вага тимчасових перегородок;
- вага стаціонарного обладнання, а також вага рідких і твердих речовин, що заповнюють обладнання;
- навантаження на перекриття в складських приміщеннях, холодильниках, зерносховищах, архівах, бібліотеках і підсобних будівлях і приміщеннях;
- температурні технологічні впливи від стаціонарного обладнання;
- вага відкладень промислового пилу, якщо його накопичення не виключене відповідними заходами;
- навантаження від людей, худоби, устаткування на перекриття житлових, громадських та сільськогосподарських будівель з квазіпостійними розрахунковими значеннями;
- вертикальні навантаження від мостових і підвісних кранів з квазіпостійними розрахунковими значеннями;
- снігові навантаження з квазіпостійними розрахунковими значеннями;
- температурні кліматичні впливи з квазіпостійними розрахунковими значеннями;
- впливи, обумовлені деформаціями основи, які не супроводжуються докорінною зміною структури ґрунту.

До змінних короточасних навантажень відносяться:

- а) навантаження від устаткування, що виникають у пускозупинному, перехідному і випробувальному режимах, а також під час його перестановки чи заміни;
- б) вага людей, ремонтних матеріалів в зонах обслуговування і ремонту устаткування;
- в) навантаження від людей, худоби, устаткування на перекриття житлових, громадських та сільськогосподарських будівель;
- г) навантаження від рухомого підйомально-транспортного устаткування;
- д) снігові навантаження;
- е) температурні кліматичні впливи;
- ж) вітрові навантаження;
- з) ожеледні навантаження.

Тривалі та короточасні навантаження перераховані скорочено і описані спрощено, детальніше див. ДБН В.1.2-2.

Розрізняють *характеристичні* (нормативні) та *розрахункові* навантаження. Характеристичні (нормативні) навантаження встановлені нормами.

Розрахункові навантаження визначаються множенням характеристичних значень на коефіцієнт надійності за навантаженням γ_{ft} який залежить від виду навантаження.

Завдання

Визначити навантаження на 1 м^2 міжповерхового перекриття. Вузол конструкції підлоги наведено на рис. 2.1. Вихідні дані наведені в таблиці 2.1. Номер варіанта відповідає номеру студента за списком в журналі.

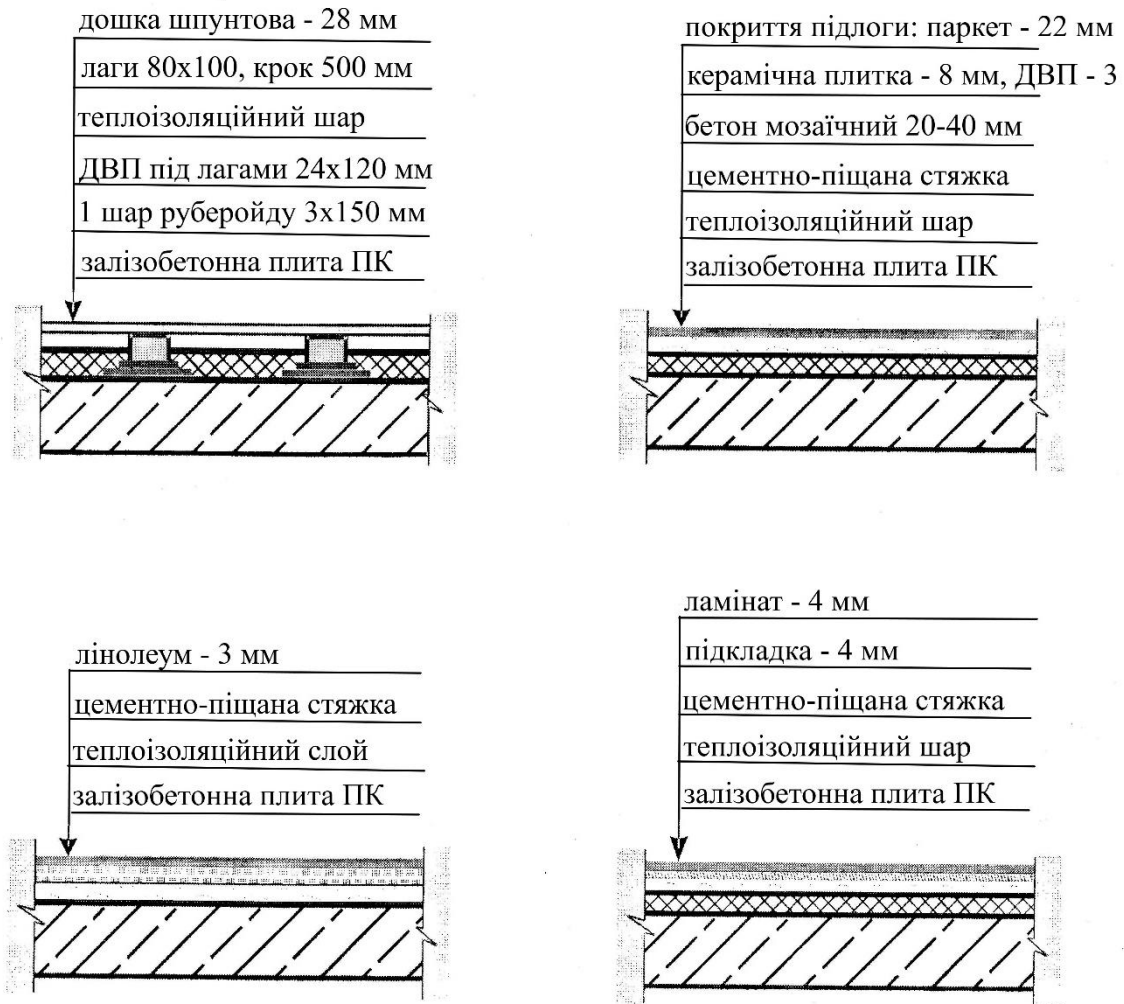


Рисунок 2.1 - Вузли підлог

Методика розрахунку

Встановлюється щільність будівельних матеріалів ρ згідно з табл. Е1 додатка Е.

Встановлюється значення коефіцієнта надійності за навантаженням γ_{ft} згідно табл. Ж.1 додатка Ж.

Визначається маса плити перекриття за додатком К.

Визначені характеристики записуються поряд з вузлом конструкції підлоги (рис. 2.2).

Виконується збір навантажень на 1 м^2 перекриття в табличній формі (табл. 2.2).

Таблиця 2.1 - Збір навантажень на 1 м² міжповерхового перекриття

№ вар	Тип підлоги	Товщина стяжки, мм	Товщина теплоізоляційного шару, мм	Марка плити перекриття	Призначення будівлі
1	2	3	4	5	6
1	Ламінат	40	Рарос, 50	ПК 63.10	Архів
2	Лінолеум	25	ГВЛ, 2 шари	ПК 60.10	Адміністрація
3	Паркет	30	Перліт, 100	ПК 63.15	Школа
4	Дошата	-	Rockwool, 75	ПК 60.15	Спортзал
5	Лінолеум	45	Roofmate, 75	ПК 48.12	Дитячий садок
6	Керамічна плитка	50	Пінополістирол, 75	ПК 51.12	Побутовий корпус
7	Паркет	30	Рарос, 125	ПК 48.18	Ресторан
8	Ламінат	40	Перліт, 60	ПК 51.18	Готель
9	Лінолеум	15	Рарос, 50	ПК 57.10	Поліклініка
10	Бетонна	25	URSAFOAM, 75	ПК 54.10	Зал очікування
11	Керамічна плитка	35	Пінополістирол, 50	ПК 57.15	Податкова інспекція
12	Лінолеум	30	ГВЛ, 2 шари	ПК 54.15	Їдальня
13	Паркет	20	ДВП, 24	ПК 57.12	Ліцей
14	Керамічна плитка	40	Пінополістирол, 50	ПК 54.12	Міський суд
15	ДВП	25	Рарос, 75	ПК 57.18	Ломбард

Продовження табл. 2.1

№ вар	Тип підлоги	Товщина стяжки, мм	Товщина теплоізоляційного шару, мм	Марка плити перекриття	Призначення будівлі
1	2	3	4	5	6
16	Ламінат	30	МВП, 80	ПК 54.18	Виставковий зал
17	ДВП	25	Roofmate, 65	ПК 51.10	Диспансер
18	Лінолеум	45	ДВП, 24	ПК 48.10	Пансіонат
19	Керамічна плитка	15	МВП, 125	ПК 51.15	Магазин
20	Паркет	40	Paros, 40	ПК 48.15	Туристична фірма
21	Дошата	-	URSA, 80	ПК 63.12	Тренажерний зал
22	Ламінат	15	Пінопласт, 50	ПК 60.12	Біржа
23	Лінолеум	35	ДВП, 24	ПК 63.18	Лабораторія
24	Паркет	45	МВП, 50	ПК 60.18	Офіс
25	Бетонна	30	Paros, 70	ПК 63.10	Кафе
26	Паркет	15	Пінополістирол, 100	ПК 60.10	Концертна зала
27	Дошата	-	Ековата, 75	ПК 57.12	Казарма
28	ДВП	20	МВП, 40	ПК 51.18	Будинок квітів
29	Лінолеум	30	ГВЛ, 2 слоя	ПК 54.15	Рибоохорона
30	Дошата	-	Isover, 60	ПК 48.12	Військкомат

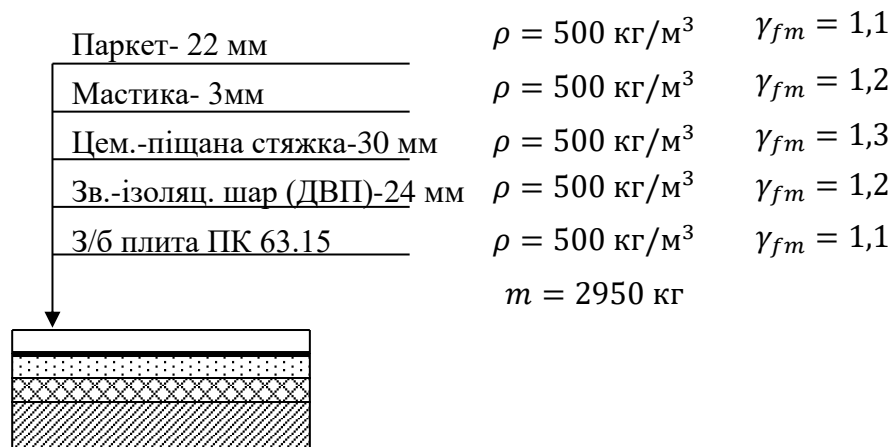


Рисунок 2.2 - Конструкція міжповерхового перекриття

Таблиця 2.2 – Приклад виконання збору навантажень на 1 м² перекриття

№	Вид навантаження	Підрахунок	Характеристичне навантаження, Па	γ_{fm}	Розрахункове навантаження, Па
1	Паркет-22 мм	$\rho \cdot t \cdot 10$			
2	Мастика - 3 мм	$\rho \cdot t \cdot 10$			
3	Цементно-піщана стяжка - 30 мм	$\rho \cdot t \cdot 10$			
4	Звукоізоляційний шар - 24 мм	$\rho \cdot t \cdot 10$			
5	Разом вага підлоги	$1 + 2 + 3 + 4$			
6	Вага залізобетонної плити	$\frac{m}{b \cdot l} \cdot 10$			
7	Разом постійне	$5 + 6$			
8	Тимчасові перегородки	*)			
9	Тимчасове (корисне)	табл. Б.2, додаток Б			
10	В т. ч. тривалої дії	$P_l = P \cdot 0,35$			
11	В т. ч. короткочасне	$9 - 10$			
12	Разом тривалої дії	$7 + 8 + 10$			
	Разом повне	$7 + 8 + 9$			
*) Для розрахунків прийняти вагу тимчасових перегородок 700 Па					

Для суцільних шарів конструкції підлоги (паркет, плитка, цементно-піщана стяжка) підрахунок нормативного навантаження ведеться за формулою:

$$g_n = \rho \cdot t \cdot 10,$$

де t - товщина шару, м.

Навантаження від ваги лаги і ДВП під лагами визначається за формулою:

$$g_n = \frac{\rho \cdot b \cdot h}{s} \cdot 10,$$

де $b \cdot h$ - перетин лаги, м;

s - крок лаг, м.

Розрахункове навантаження визначається за формулою:

$$g = g_n \cdot \gamma_{fm}, \text{ кПа.}$$

Навантаження від власної ваги плити розраховується за формулою:

$$g_n^{\text{пл}} = \frac{m}{b \cdot l} \cdot 10,$$

де b і l , м - номінальні розміри плити в плані, які визначаються по марці плити.

Наприклад: для з/б плити ПК 63.15: $l = 6,3$ м, $b = 1,5$ м

Вага тимчасових перегородок обчислюється за формулою:

$$g^{\text{пер}} = \rho \cdot \frac{t \cdot H \cdot \sum l}{A} \cdot 10,$$

де ρ - щільність матеріалу перегородок, кг/м³;

t - товщина перегородки, м;

H - висота поверху, м;

$\sum l$ - сумарна довжина всіх перегородок в межах однієї квартири площею A , м². Визначається за планом поверху.

В даному завданні, для розрахунків прийняти вагу тимчасових перегородок 700 Па.

В залежності від призначення приміщення визначається тимчасове (корисне) навантаження на перекриття по табл. Ж.2 додатка Ж.

У рядку 10 таблиці збору навантажень (табл. 2.2) тимчасовим тривало діючим нормативним навантаженням є знижене значення корисного навантаження. Знижене значення тимчасового навантаження визначається множенням нормативного значення на коефіцієнт 0,35.

Для визначення розрахункового значення тимчасового (корисного) навантаження коефіцієнт надійності прийняти $\gamma_{fm} = 1,2$, якщо $p_n \geq 2$ кПа і $\gamma_{fm} = 1,3$, якщо $p_n < 2$ кПа.

Для тривало діючого і короткочасного корисного навантаження коефіцієнт γ_{fm} не зміниться.

Повне розрахункове навантаження на плиту перекриття без урахування власної ваги складає:

$$g = g^{\text{кв.м}} - g^{\text{пл}}$$

де $g^{\text{кв.м}}$ – повне розрахункове навантаження на плиту;

$g^{\text{пл}}$ – розрахункове навантаження від ваги залізобетонної плити.

Література: [4] С. 24-34; [5] п.п. 1-12.

Контрольні питання

1. Дайте визначення характеристичного та розрахункового навантаження.
2. Як визначити розрахункове навантаження, знаючи характеристичне?
3. Що враховує коефіцієнт γ_{fm} ?

ТЕМА 3: СТАЛІ КОЛОНИ

Мета практичного заняття: Оволодіння слухачами навичками підбору перерізу сталевих колон.

Після вивчення теми слухачі повинні вміти:

- підбирати переріз сталевих колон;
- аналізувати результати підбору перерізу сталевих колон;
- оцінювати правильність підбору перерізу сталевих колон.

Короткі теоретичні відомості

Виходячи з розрахунку за граничними станами несуча здатність колони вважається забезпеченою, якщо виконується умова:

$$N \leq \Phi,$$

де N - найбільше вірогідне навантаження;

Φ - найменша можлива несуча спроможність перетину, яка залежить від розрахункового опору матеріалу R і площі поперечного перерізу A , тобто формула приймає вигляд:

$$N \leq R \cdot A$$

При поздовжньому згині колон, зменшується їх несуча здатність. У розрахункових формулах це враховується введенням коефіцієнта поздовжнього вигину φ , що має значення менше 1,0. Тому, розрахункова формула для розрахунку центрально-стиснутих колон незалежно від матеріалу набуває вигляду

$$N \leq \varphi \cdot R \cdot A$$

Цю формулу можна розглядати як базову при розрахунках на стійкість. Для кожного з матеріалів: сталі, залізобетону, каменю, дерева - вона видозмінюється з урахуванням особливостей їх роботи під навантаженням.

Величину коефіцієнта поздовжнього вигину φ можна визначити за формулами, які встановлені для кожного з матеріалів, але для зручності розрахунків для його визначення є таблиці. Основним параметром, від якого залежить φ , є гнучкість стержня (колони) - λ . Гнучкість визначається за формулою

$$\lambda = \frac{l_{ef}}{i}$$

де l_{ef} - розрахункова довжина стержня, яка визначається за формулою

$$l_{ef} = \mu \cdot l$$




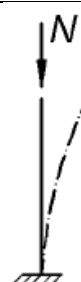
де l - геометрична довжина стержня;

μ – коефіцієнт розрахункової довжини стержня,

i - радіус інерції.

Коефіцієнт розрахункової довжини стержня μ залежить від способів закріплення кінців стрижня, і визначається по табл. 3.1: а) шарнірне закріплення верхнього і нижнього кінців стержня; б) верхній кінець стержня закріплений шарнірно, а нижній затиснений; в) защемлення верхнього і нижнього кінців стержня; г) верхній кінець стрижня не закріплений, а нижній затиснений.

Таблиця 3.1 – Коефіцієнти розрахункової довжини стержней при різних способах закріплення

Схема закріплення стержней					
Коефіцієнт μ	Сталеві конструкції	1,0	0,7	0,5	2,0
	Дерев'яні конструкції	1,0	0,8	0,65	2,2

Радіус інерції i визначається за формулою:

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

де I - момент інерції перерізу стержня;

A - площа перерізу стрижня.

Основна розрахункова формула дає можливість вирішувати такі типи завдань:

1. Визначення розмірів перерізу колони від заданого навантаження N :

$$A \geq \frac{N}{\varphi R}$$

Після визначення необхідної площі поперечного перерізу виконується підбір розмірів перерізу. Це найбільш поширений тип завдань при розрахунку і проектуванні колон.

2. Перевірка несучої здатності колони:

$$N \leq \varphi R A$$

Таке завдання може виникнути при зміні навантаження (наприклад, заміні верхніх конструкцій), а також при перевірці прийнятих розмірів перетину колони.

3. Визначення несучої здатності колони (Φ):

$$\Phi = \varphi RA.$$

Таке завдання може розглядатися як самостійне, але його застосування обмежене, і воно є окремим випадком завдання типу 2.

Після підбору перетину необхідно робити перевірку його несучої здатності, тому при розрахунку доводиться вирішувати обидва типи завдань.

Завдання

Підібрати переріз сталевий колони з двотавру з паралельними гранями полиць, яка працює при постійному навантаженні. розробити ескіз оголовка і бази колони згідно заданої розрахункової схеми. Вихідні дані наведені в таблиці 3.2. Прийняти клас наслідків об'єкта СС2, категорія відповідальності - Б.

Методика розрахунку

1. Визначити повне розрахункове навантаження на колону з вантажної площі, яка дорівнює добутку прольоту на крок ($l \cdot a$):

$$N = (g_n \cdot \gamma_{f1} + p_n \cdot \gamma_{f2}) \cdot l \cdot a, \text{ кН}$$

2. По таблиці табл. А.1 додатка А визначити розрахунковий опір сталі за межею текучості R_y , Н/мм². При цьому товщину фасону прийняти попередньо $t = 2 \dots 20$ мм. За табл. Б.1 додатка Б прийняти коефіцієнт умови роботи γ_c . За табл. Л.1 додатка Л визначити коефіцієнт надійності за відповідальністю γ_n .

Визначити модуль пружності прокатної сталі з літературних джерел ($E = 2,06 \cdot 10^5$ МПа).

3. Прийняти попередньо коефіцієнт поздовжнього вигину $\varphi = 0,5 \dots 0,7$.

4. З умови стійкості визначити необхідну площу перерізу:

$$A_{\text{необх.}} = \frac{N \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c}, \text{ м}^2 \rightarrow \text{см}^2.$$

5. За необхідної площі перерізу $A_{\text{необх.}}$ по сортаменту широкополочних або колонних двотаврів (табл. М.1 додатка М) прийняти з запасом номер профілю і виписати розміри і площу прийнятого перерізу і мінімальний радіус інерції: A , см² \rightarrow м², i_{\min} , см.

6. Визначити розрахункову довжину колони за формулою:

$$l_{ef} = \mu \cdot l_c$$

де μ - коефіцієнт розрахункової довжини колони;







l_c – геометрична довжина колони, окремої її ділянки або висота поверху.

Коефіцієнт розрахункової довжини μ колон залежить від умов закріплення їх кінців і визначається за таблицею 13.7 ДБН В.2.6-198:2014 або за рис. 3.1.

7. Визначити гнучкість прийнятого перерізу колони за формулою $\lambda = \frac{l_{ef}}{i_{\min}}$

і умовну гнучкість за формулою $\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R_y}{E}}$. Якщо $\bar{\lambda} < 0,4$, то коефіцієнт поздовжнього вигину $\varphi = 1$ (п. 1.3 ДБН В.2.6-198:2014).

Таблиця 3.2 - Підбір перерізу сталеві колони

№ вар	Марка сталі	Тип двотавру*	Розрахункова схема	Сітка колон $l \cdot a$, м	Висота поверху $H_{пов}$, м	Навантаження		Коефіцієнт надійності за навантаження	
						постійне, g_n , кПа	тимчасове, p_n , кПа	γ_{f1}	γ_{f2}
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	C245	К		9 x 21	5,4	2,0	3,5	1,1	1,2
2	C235	Ш		15 x 9	7,2	3,4	3,8	1,2	1,3
3	C245	К		12 x 15	6,0	4,2	3,3	1,1	1,4
4	C235	Ш		12 x 12	8,4	2,2	4,0	1,1	1,3
5	C245	К		18 x 12	9,0	3,1	3,5	1,2	1,4
6	C235	Ш		12 x 24	8,2	2,2	4,3	1,1	1,2
7	C245	К		18 x 9	9,6	3,0	2,7	1,2	1,3
8	C235	Ш		21 x 12	6,5	3,6	2,9	1,1	1,4
9	C245	К		21 x 12	7,4	2,5	4,3	1,1	1,3
10	C235	Ш		12 x 15	5,7	3,1	3,8	1,2	1,4
11	C245	К		24 x 6	9,1	2,8	4,6	1,1	1,2
12	C235	Ш		12 x 12	8,5	3,3	4,2	1,2	1,3
13	C245	К		9 x 21	7,6	3,9	4,0	1,1	1,4
14	C235	Ш		18 x 9	6,6	3,4	5,1	1,1	1,3
15	C245	К		15 x 9	8,5	2,4	4,7	1,2	1,4
16	C235	Ш		6 x 24	3,6	3,3	4,6	1,1	1,2
17	C245	К		9 x 18	4,2	3,0	5,1	1,2	1,3
18	C235	Ш		12 x 18	3,5	2,7	4,5	1,1	1,4
19	C245	К		15 x 18	3,0	3,2	4,6	1,1	1,3
20	C235	Ш		9 x 21	4,5	4,0	3,7	1,2	1,4
21	C245	К		6 x 24	7,3	3,9	5,1	1,1	1,2
22	C235	Ш		12 x 12	8,2	2,4	5,2	1,2	1,3
23	C245	К		18 x 9	9,1	2,7	4,8	1,1	1,4
24	C235	Ш		21 x 12	8,0	3,3	5,2	1,2	1,3
25	C245	К		9 x 24	8,4	4,1	2,6	1,2	1,4
26	C235	Ш		18 x 9	5,1	2,6	5,3	1,1	1,2
27	C245	К		15 x 12	6,2	3,8	4,6	1,2	1,3
28	C235	Ш		9 x 12	5,7	2,7	5,1	1,2	1,4
29	C245	К		21 x 9	7,2	3,2	4,0	1,1	1,3
30	C235	Ш		6 x 24	6,0	3,4	5,2	1,2	1,4

*) К – колонний; Ш - широкополковий

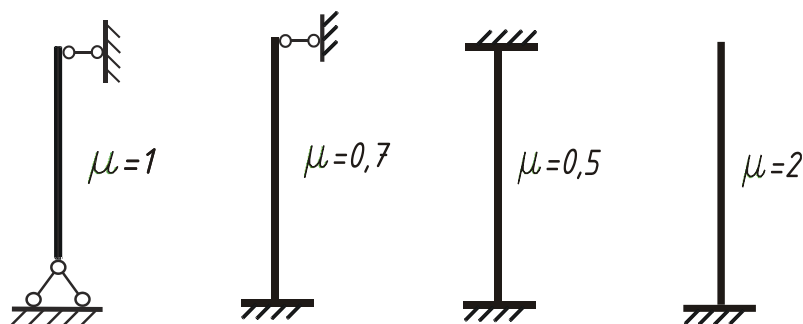


Рисунок 3.1 - Коефіцієнти розрахункової довжини сталевих колон

Якщо умовна гнучкість $\bar{\lambda} \geq 0,4$, коефіцієнт поздовжнього вигину φ визначити по таблиці Н.1 додатка Н для відповідного типу кривої стійкості. Тип кривої стійкості визначити по таблиці Н.2 додатка Н.

8. Визначити граничну гнучкість колони згідно з таблицею П.1 додатка П. Порівняти: $\lambda \leq \lambda_u$, Зробити висновок.

Якщо умова не виконується, слід збільшити розміри перерізу і зробити перерахунок з п. 5.

9. Перевірити стійкість прийнятого перерізу колони за формулою 8.3 ДБН В.2.6-198:2014:

$$\frac{N \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1$$

Зробити висновок. Якщо умова не виконується, слід збільшити розміри перерізу і зробити перерахунок з п. 5.

10. Якщо стійкість забезпечена, перевірити економічність прийнятого перерізу. Визначити коефіцієнт недовантаження:

$$k = \frac{R_y \cdot \gamma_c - \frac{N \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot A}}{R_y \cdot \gamma_c} \cdot 100 \%$$

Якщо $k < 10 \%$, переріз прийнято економічно; якщо $k = 10 \dots 15 \%$ - задовільно; якщо $k > 15 \%$, переріз прийнято не економічно і слід виконати перерахунок з п. 7, зменшивши номер профілю.

11. Розробити ескіз оголовка і бази колони згідно заданої розрахункової схеми.

Література: [1] п. 8; [4] С. 649-665.

Контрольні питання

4. Поясніть порядок підбору перерізу сталевий колони з прокатного двутавра.
5. Поясніть, що позначають літерні символи: R_y , γ_c , l_{ef} , λ , λ_u , φ , A . Як їх визначити і від чого вони залежать?
6. Поясніть, в чому полягає втрата загальної та місцевої стійкості сталевий колони.

ТЕМА 4: ПІДБІР ПЕРЕРІЗУ ДЕРЕВ'ЯНОЇ СТІЙКИ

Мета практичного заняття: Оволодіння слухачами навичками підбору перерізу дерев'яної стійки.

Після вивчення теми слухачі повинні вміти:

- підбирати переріз дерев'яної стійки;
- аналізувати результати підбору перерізу дерев'яної стійки;
- оцінювати правильність підбору перерізу дерев'яної стійки.

Короткі теоретичні відомості

Дерев'яні стійки (колони) застосовуються при будівництві дерев'яних будинків, сільськогосподарських споруд, складів, тимчасових будівель, як опори для опалубки при виготовленні монолітних залізобетонних конструкцій. Найбільш простим прикладом дерев'яних стійок є цілісні стійки круглого перерізу з колоди і квадратного перерізу з бруса.

Стислі дерев'яні стійки втрачають несучу здатність головним чином з двох причин: в результаті втрати загальної стійкості і в результаті втрати міцності.

Базова формула розрахунку центрально-стиснутих елементів на стійкість для дерев'яних стійок з цільної деревини має вигляд:

$$N_d \leq k_c \cdot A_d \cdot f_{c,0,d},$$

де N_d – розрахункове зусілля стиску вздовж волокон;

A_d – розрахункова площа поперечного перерізу стійки;

$f_{c,0,d}$ – розрахункове значення міцності при стиску вздовж волокон.

k_c - коефіцієнт поздовжнього згину, визначається за формулами:

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}}, \quad k_{c,z} = \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}}$$

де коефіцієнти k_y та k_z визначаються за формулами:

$$k_y = 0,5(1 + \beta_c(\lambda_{rel,y} - 0,3) + \lambda_{rel,y}^2); \quad k_z = 0,5(1 + \beta_c(\lambda_{rel,z} - 0,3) + \lambda_{rel,z}^2)$$

де β_c – коефіцієнт: $\beta_c = 0,2$ – для елементів з цільної деревини,

$\beta_c = 0,1$ – для елементів з клеєної деревини.

$\lambda_{rel,y}, \lambda_{rel,z}$ – приведена гнучкість відносно відповідних осей:

$$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}}; \quad \lambda_{rel,z} = \frac{\lambda_z}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}}$$

λ_y, λ_z – гнучкості елемента відносно відповідних осей;

$E_{0,05}$ - п'ятивідсотковий квантиль модуля пружності вздовж волокон деревини. Приймається за додатком Б ДБН В.2.6-161:2017;

$f_{c,0,k}$ - характеристичне значення міцності деревини при стиску вздовж волокон. Приймається за додатком Б ДБН В.2.6-161:2017.

Гнучкість центрально-стиснутої стійки визначається за формулою:

$$\lambda = \frac{l_{ef}}{i}$$

де l_{ef} - розрахункова довжина стійки; i - радіус інерції перерізу.

Завдання

Підібрати переріз стислої стійки з цільної деревини з колоди або бруса, яка працює при постійному навантаженні. Вихідні дані наведені в таблиці 4.1.

Методика розрахунку

1. Визначення розрахункового значення міцності деревини вздовж волокон.

Визначається характеристичне значення міцності деревини $f_{c,0,k}^a$, Н/мм² по табл. В.1 або В.2 додатка В. Визначається коефіцієнт надійності за матеріалом γ_M (табл. Г.1 додатка Г) і коефіцієнт перетворення k_{mod} , що враховує тривалість дії навантаження та температурно-вологісні умови експлуатації (табл. Б.2 додатка Б).

Розрахункове значення міцності при стиску вздовж волокон визначається за формулою:

$$f_{c,0,d} = k_{mod} \frac{f_{c,0,k}}{\gamma_M}, \text{ Н/мм}^2.$$

2. Підбір перерізу.

Попередньо задаються коефіцієнтом поздовжнього згину $k_c \approx 0,6 \dots 0,7$ і визначається необхідна площа поперечного перерізу:

$$A_d \geq \frac{N_d}{k_c \cdot f_{c,0,d}}, \text{ мм}^2$$

де A_d – розрахункова площа поперечного перерізу елемента;

N_d – розрахункове зусилля стиску вздовж волокон;

k_c – коефіцієнт поздовжнього згину;

$f_{c,0,d}$ – розрахункове значення міцності при стиску вздовж волокон.

За знайденою площею призначають розміри поперечного перерізу. Деякі формули для визначення характеристик різних перерізів наведені в табл. Р.1 додатка Р.

Наприклад:

$$A_d = \frac{100 \cdot 10^3}{0,6 \cdot 13} = 12820 \text{ мм}^2$$

Для бруса:



$$b = h = \sqrt{A_d}$$

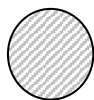
$$b = h = \sqrt{12820} = 113 \text{ мм}$$

Таблиця 4.1 - Вихідні дані

№ вар	Розрахункова схема	Розрахункове зусилля N_d , кН	Довжина стійки l , м	Тип перетину	Порода	Експлуатаційний клас	Клас міцності, $\frac{N}{mm^2}$
1		80	2,5		Кедр сибірський	2	C18
2		180	4,0		Сосна	1	C16
3		100	4,2		Ялиця	2	C14
4		230	3,8		Береза	3	D30
5		150	3,2		Ялина	1	C18
6		240	6,0		Сосна	2	C20
7		150	5,4		Липа	3	D40
8		170	5,8		Тополя	1	D30
9		120	4,8		Береза	2	D40
10		190	5,0		Кедр сибірський	1	C14
11		110	5,0		Липа	1	D40
12		120	4,8		Вільха	2	D50
13		140	5,2		Береза	1	D35
14		180	2,8		Ялина	3	C16
15		130	4,0		Тополя	1	D30
16		190	4,0		Ялиця	1	C18
17		200	4,4		Модрина	2	D50
18		80	4,6		Бук	3	D60
19		110	3,3		Граб	2	D40
20		75	4,8		Береза	1	D50
21		60	2,3		Дуб	2	D60
22		70	2,5		Сосна	1	C14
23		80	2,4		Береза	3	D50
24		90	2,5		Кедр сибірський	1	C20
25		100	2,6		Ялина	2	C20
26		150	3,5		Модрина	1	D60
27		220	3,6		Ялиця	3	C20
28		240	4,4		Береза	2	D35
29		170	4,6		Граб	1	D30
30		160	4,8		Бук	3	D50

Розміри перерізу бруса округлюються в більшу сторону з урахуванням сортаменту пиломатеріалів (табл. С.1, додаток С). Прийmemo $b = h = \sqrt{12820} = 125$ мм.

Для елемента круглого перерізу (колоди):



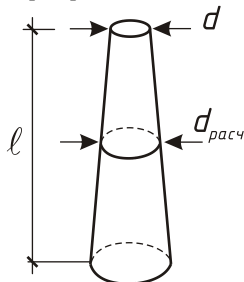
$$d = \sqrt{\frac{4 \cdot A_d}{\pi}}$$

$$d = \sqrt{\frac{4 \cdot 12820}{3,14}} = 128 \text{ мм} \approx 12 \text{ см}$$

Діаметр колоди округлюється в сторону збільшення кратно 2 см при $d = 14 \dots 26$ см і кратно 1 см при $d \leq 13$ см.

Можна заокруглити діаметр в меншу сторону і врахувати явище стоку - 0,8 см на 1 м довжини. Наприклад, при $l = 4$ м діаметр колоди в розрахунковому перерізі дорівнює:

$$d_{\text{розр}} = d + 0,8 \cdot \frac{l}{2} = 12 + 0,8 \cdot \frac{4}{2} = 13,6 \text{ см.}$$



3. Визначення розрахункової довжини стійки.

Розрахункова довжина стійки визначається зі співвідношення розрахункової та геометричної довжин (табл. Т.1, додаток Т).

4. Визначення радіусів інерції.

Радіус інерції перерізу визначається згідно формул наведених в табл Р.1 додатка Р:

$i = 0,289b$, см - для бруса, де b - менший розмір перетину;

$i = 0,25d$ - для колоди.

5. Визначення приведеної гнучкості.

Приведена гнучкість відносно відповідних осей визначається за формулами:

$$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}};$$

$$\lambda_{rel,z} = \frac{\lambda_z}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}}$$

λ_y, λ_z – гнучкості стійки відносно відповідних осей;

$E_{0,05}$ - п'ятивідсотковий квантиль модуля пружності вздовж волокон деревини. Приймається за додатком А;

$f_{c,0,k}$ - характеристичне значення міцності деревини при стиску вздовж волокон. Приймається за додатком В.

Гнучкість центрально-стиснутої стійки визначається за формулою:

$$\lambda = \frac{l_{ef}}{i}$$

де l_{ef} - розрахункова довжина стійки;

i - радіус інерції перерізу;

6. *Визначення коефіцієнту поздовжнього вигину.*

Коефіцієнт поздовжнього згину, визначається за формулами:

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}}, \quad k_{c,z} = \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}}$$

де $\lambda_{rel,y}$; $\lambda_{rel,z}$ - приведена гнучкість відносно відповідних осей;

k_y , k_z - коефіцієнти.

Коефіцієнти k_y та k_z визначаються за формулами:

$$k_y = 0,5(1 + \beta_c(\lambda_{rel,y} - 0,3) + \lambda_{rel,y}^2);$$

$$k_z = 0,5(1 + \beta_c(\lambda_{rel,z} - 0,3) + \lambda_{rel,z}^2)$$

де β_c - коефіцієнт: $\beta_c = 0,2$ - для елементів з цільної деревини,

$\beta_c = 0,1$ - для елементів з клеєної деревини.

7. *Перевірка стійкості прийнятого перерізу.*

Визначається фактичне значення розрахункової площі A_d . Перевірка стійкості прийнятого перерізу здійснюється за формулами:

$$\frac{N_d}{k_{c,y} \cdot A_d} \leq f_{c,0,d}; \quad \frac{N_d}{k_{c,z} \cdot A_d} \leq f_{c,0,d}$$

Якщо умову стійкості задоволено і переріз не має ослаблень, розрахунок закінчується. Якщо умова не виконується, то розміри перерізу змінюють і знову проводять перевірку перерізу на стійкість. Якщо є ослаблення, перевіряється міцність дерев'яної стійки.

8. *Перевірка міцності дерев'яної стійки.*

Міцність дерев'яної стійки перевіряється за формулою:

$$\frac{N_d}{A_{net}} \leq f_{c,0,d}$$

де A_{net} - розрахункова площа перерізу нетто, визначається за прийнятими розмірами з урахуванням розмірів ослаблення.

9. Якщо міцність стійки не забезпечена, то розміри перерізу змінюють і знову проводять перевірку перерізу на міцність.

Література: [2] п. 6.2; п. 9.3; [4] С. 730-732.

Контрольні питання

7. Поясніть, що позначають літерні символи: $f_{c,0,d}$, $\lambda_{rel,y}$, λ_y , $f_{c,0,k}$, l_{ef} , i . Як їх визначити і від чого вони залежать?
8. Як враховуються пороки деревини в розрахунку?

ТЕМА 5: ПІДБІР ПЕРЕРІЗУ ЦЕНТРАЛЬНО-СТИСНУТОГО НЕАРМОВАНОГО ЦЕГЛЯНОГО СТОВПА

Мета практичного заняття: Оволодіння слухачами навичками розрахунку центрально-стиснутого неармованого цегляного стовпа.

Після вивчення теми слухачі повинні вміти:

- підбирати переріз цегляного стовпа;
- перевіряти несучу здатність цегляного стовпа;
- аналізувати результати підбору перерізу цегляного стовпа;
- оцінювати правильність підбору перерізу цегляного стовпа.

Короткі теоретичні відомості

Для центрально-стиснутих кам'яних стовпів базова розрахункова формула набирає вигляду

$$\gamma_n \cdot N \leq m_g \cdot \varphi \cdot f_d \cdot A$$

де N - розрахункова поздовжня сила;

γ_n - коефіцієнт надійності за відповідальністю, визначається згідно з п. 7.6.4 за табл. 5 ДБН В.1.2-14;

φ - коефіцієнт поздовжнього вигину;

f_d - розрахунковий опір стиску кладки, визначається згідно з табл. 1-8 додатка Р ДБН В.2.6-162;

A - площа поперечного перерізу стовпа;

m_g - коефіцієнт, що враховує вплив тривалого навантаження.

Коефіцієнт m_g визначається за формулою:

$$m_g = 1 - \eta \frac{N_g}{N} \left(1 + \frac{1,2e_{0g}}{h_c} \right)$$

N_g - розрахункова поздовжня сила від тривалих навантажень. Вплив тривалого прикладання навантаження (більше року) на міцність кам'яної кладки враховують множенням розрахункових опорів на коефіцієнт $\gamma_c = 1,15$;

N - розрахункова поздовжня сила;

η - коефіцієнт. При центральному стиску $\eta = 1$;

e_{0g} - ексцентриситет від дії тривалих навантажень;

h_c - висота стиснутої частини поперечного перерізу A_c в площині дії згинального моменту.

Для прямокутного перерізу $h_c = h - 2e_0$, де e_0 - ексцентриситет розрахункової сили N відносно центра ваги перерізу;

Якщо $h \geq 30$ см, де h - розмір меншої сторони перерізу колони (для колон прямокутного перерізу), або при $i \geq 8,7$ см, де i - найменший радіус інерції (для колон іншого перетину) коефіцієнт $m_g \approx 1$. З огляду на, що несучі стовпи, як правило, мають розміри перерізу більше 30 см, m_g в розрахунках найчастіше приймається рівним 1.

Коефіцієнт поздовжнього вигину φ визначається в залежності від гнучкості елемента λ та пружної характеристики кладки α згідно з табл. 8.1 ДСТУ Б В.2.6-207:2015.

Гнучкість елемента λ визначається за формулою:

- для колон прямокутного суцільного перерізу

$$\lambda_h = \frac{l_0}{h_{tot}}$$

де l_0 - розрахункова висота (довжина) елемента;

h_{tot} - найменший розмір прямокутного перерізу

- для інших

$$\lambda_i = \frac{l_0}{i}$$

де l_0 - розрахункова висота (довжина) елемента;

i - найменший радіус інерції перерізу елемента.

Пружна характеристика кладки α приймається згідно з табл. 15 додатка Р ДБН В.2.6-162, а для кладки з сітчастим армуванням - згідно з приміткою 3 табл. 8.1. ДСТУ Б В.2.6-207:2015.

Розрахункові висоти стін і стовпів l_0 приймають в залежності від умов їх опирання на горизонтальні опори (балки, плити):

Завдання

Підібрати переріз центрально-стиснутого стовпа, виконаного з глиняної напівсухого пресування цегли. Розчин цементно-вапняний. Навантаження, що діє на стовп – N . Висота конструкції – H . Вихідні дані вказані в табл. 1. Прийняти клас наслідків об'єкта СС2, категорія відповідальності - А.

Методика розрахунку

Призначення геометричних розмірів стовпа.

1. Визначається навантаження на цегляний стовп (воно може бути задане).
2. Встановлюється (коли її не вказано) розрахункова схема стовпа.
3. Задаються наступні параметри:
 - а) найменування і марка цегли, зазвичай марка цегли приймається від М50 до М150 (якщо не задано);
 - б) найменування і марка розчину, зазвичай марки розчину приймаються від М25 до М75 (якщо не задано).
4. Визначається коефіцієнт надійності за відповідальністю γ_n (табл. Л.1, додаток Л).
5. Визначається розрахунковий опір стиску кладки f_d , МПа (табл. Д.1, додаток Д). Отримане значення записується в кН/см².
6. Попередньо приймається значення коефіцієнта $\varphi = 0,8 - 0,9$ і, припускаючи, що розміри перерізу будуть більше 30 см, приймають значення коефіцієнта $m_g = 1$.

Таблиця 5.1- Вихідні дані

Варіант	Розрахункове подовжнє зусилля стискання N , кН	Висота колони, м	Розрахункова схема (рис. 5.1)	Марка цегли	Марка розчину
1	390	4,9	а	125	50
2	130	7,3	б	300	100
3	200	6,5	в	100	50
4	430	5,5	а	125	50
5	350	10,3	б	100	75
6	610	8,4	в	75	100
7	260	9,7	а	100	50
8	190	11,6	б	125	75
9	240	8,7	в	250	25
10	110	6,7	а	150	50
11	270	7,4	б	125	25
12	450	4,1	в	50	50
13	250	5,3	а	200	75
14	380	5,9	б	100	50
15	290	8,1	в	75	25
16	440	5,5	а	125	50
17	230	7,1	б	300	100
18	100	4,7	в	100	50
19	410	9,0	а	125	50
20	150	5,3	б	100	75
21	170	6,3	в	75	100
22	200	8,3	б	100	50
23	330	7,0	в	125	75
24	520	10,1	а	250	25
25	370	7,5	б	150	50
26	360	8,5	в	300	100
27	140	8,0	а	150	75
28	180	4,5	б	125	50
29	420	6,0	в	100	75
30	320	5,8	а	75	25

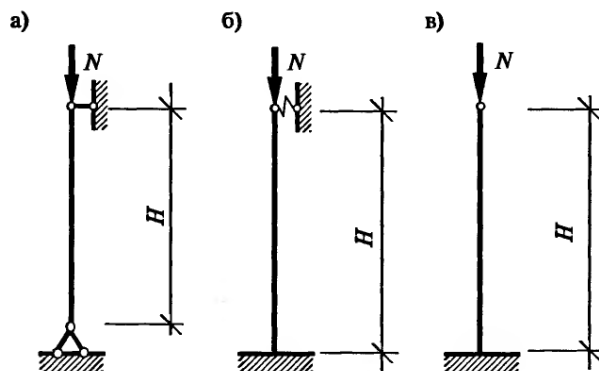


Рисунок 5.1 - Розрахункові схеми елементів:

а) шарнірно опертих на нерухомі опори; б) затиснутих знизу і на верхній пружній опорі; в) вільно розташованих

7. Визначається необхідна площа перерізу стовпа (см²):

$$\gamma_n \cdot N \leq m_g \cdot \varphi \cdot f_d \cdot A \Rightarrow A \geq \frac{\gamma_n \cdot N}{m_g \cdot \varphi \cdot f_d}$$

В разі якщо прийнятий переріз стовпа менше 0,3 м, розрахунковий опір необхідно множити на коефіцієнт умови роботи $\gamma_c = 0,8$.

8. Призначаються геометричні розміри стовпа

$$h = b = \sqrt{A}, \text{ м}^2$$

При цьому слід враховувати розміри цегли (каменів); переріз колон з цегли приймають не менше 380 x 380 мм і далі, додаючи по 130 мм (ширина цегли 120 мм + 10 мм шов).

Перевірка прийнятого перерізу.

9. Визначається розрахункова висота стовпа l_0 . Розрахункова висота стовпа l_0 визначається в залежності від умов його опирання на горизонтальні опори (балки, плити):

а) при нерухомих шарнірних опорах $l_0 = h_{tot}$, де h_{tot} - найменший розмір прямокутного перерізу стовпа (рис. 5.1, а);

б) при пружній верхній опорі і жорсткому защемленні в нижній опорі: для однопрогонових будівель $l_0 = 1,5h_{tot}$, для багатопрогонових будівель $l_0 = 1,25h_{tot}$, (рис. 5.1, б);

в) для вільно розташованих конструкцій $l_0 = 2h_{tot}$ (рис. 5.1, в);

г) для конструкцій з частково защемленими опорними перерізами - з урахуванням фактичного ступеня защемлення, але не менше $l_0 = 0,8h_{tot}$, де h_{tot} - відстань між перекриттями або іншими горизонтальними опорами, при залізобетонних горизонтальних опорах відстань між ними в світлі.

10. Визначається гнучкість за формулою

$$\lambda_h = \frac{l_0}{h_{tot}}$$

Визначається пружна характеристика кладки α (табл. Д.2, додаток Д).

Згідно з табл. У.1, додатка У визначається коефіцієнт поздовжнього вигину φ .

11. Перевіряється несуча здатність колони з умови

$$\gamma_n \cdot N \leq m_g \cdot \varphi \cdot f_d \cdot A.$$

Якщо умову задоволено, то розрахунок закінчений, якщо ні, то змінюється марка цегли та розчину або збільшуються розміри колони з урахуванням розмірів цегли (каменю) і повторюється розрахунок доки не буде задоволено умову.

Література: [3] п.п. 1-14; [4] С. 492-510; [6] п. 8.

Контрольні питання

9. Поясніть, що позначають літерні символи: γ_n , φ , f_d , A , m_g . Як їх визначити і від чого вони залежать?
10. Поясніть причину появи тріщин у цегляних стовпах.
11. Як враховують вплив тривалого прикладання навантаження (більше року) на міцність кам'яної кладки?

ТЕМА 6: ВИЗНАЧЕННЯ РОЗРАХУНКОВОГО ОПОРУ ҐРУНТУ

Мета практичного заняття: Оволодіння слухачами навичками розрахунку розрахункового опору ґрунту.

Після вивчення теми слухачі повинні вміти:

- визначати розрахунковий опір ґрунту для основи фундаменту;
- аналізувати результати розрахунку опору ґрунту для основи фундаменту;
- оцінювати правильність розрахунку опору ґрунту для основи фундаменту.

Короткі теоретичні відомості

Вибір типів фундаментів, визначення їх розмірів і глибини закладення проводиться на підставі фізичних і механічних властивостей ґрунтової основи. На навантаження фундаменти працюють спільно з основами.

Розрахунок основ і фундаментів також, як і розрахунок будівельних конструкцій, здійснюють за граничними станами. Основними параметрами механічних властивостей ґрунтів є кут внутрішнього тертя φ , питоме зчеплення c і модуль деформації ґрунтів E . Всі розрахунки основ повинні виконуватися з використанням розрахункових характеристик ґрунтів, які встановлюються на основі статистичної обробки результатів їх випробувань.

Визначення глибини закладення і розмірів подошви фундаменту здійснюють, як правило, виходячи з розрахунку основ по другій групі граничних станів (переміщенням, опадів). Для більшості будівель і споруд розрахунок основ за другою групою граничних станів вважається задовільним, якщо фактичний тиск на ґрунт під фундаментами не перевищує середнього

розрахункового опору основи. Розрахунковий опір основи обчислюється на підставі фактичних фізичних характеристик ґрунту або за довідковими даними. При розрахунку основ за другою групою граничних станів коефіцієнт надійності за навантаженням приймається рівним $\gamma_f = 1$.

Після визначення типу фундаменту, розмірів підосви і глибини закладення проводять розрахунок конструкції фундаменту по першій і другій групах граничних станів.

Розрахунковий опір ґрунту основи при наявності фактичних фізичних характеристик ґрунту обчислюють за формулою

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} [M_y k_z b \gamma_{11} + M_q d_1 \gamma'_{11} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{11} + M_c c_{11}],$$

де γ_{c1} і γ_{c2} - коефіцієнти умов роботи. Приймаються згідно з ДБН В.2.1-10:2009, табл. Е.7;

k - коефіцієнт. $k = 1$, якщо міцнісні характеристики ґрунту (φ і c) визначені безпосередніми випробуваннями, і $k = 1,1$, якщо вони прийняті за довідковими таблицями - ДБН В.2.1-10:2009, табл. В.1 – В.2;

M_y, M_q, M_c - коефіцієнти. Приймаються згідно з ДБН В.2.1-10:2009, табл. Е.8;

k_z - коефіцієнт. При $b < 10$ м - $k_z = 1$, при $b \geq 10$ м - $k_z = z_0/b + 0,2$ (тут $z_0 = 8$ м);

b - ширина підосви фундаменту, м;

γ_{11} - усереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, що залягають нижче підосви фундаменту (за наявності підземних вод визначають з урахуванням зважувальної дії води), кН/м³;

γ'_{11} - те саме, що залягають вище підосви;

c_{11} - розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту, що залягає безпосередньо під підосвою фундаменту, кПа;

d_1 - глибина закладання фундаментів безпідвальних споруд від рівня планування або приведена глибина закладання зовнішніх і внутрішніх фундаментів від підлоги підвалу. Визначається за формулою

$$d_1 = h_s + h_{cf} \cdot \frac{\gamma_{cf}}{\gamma_{11}}$$

h_s - товщина шару ґрунту вище підосви фундаменту з боку підвалу, м

h_{cf} - товщина конструкції підлоги підвалу, м

γ_{cf} - розрахункове значення питомої ваги конструкції підлоги підвалу, кН/м³;

d_b - глибина підвалу (відстань від рівня планування до підлоги підвалу), м. Для споруд з підвалом шириною $B \leq 20$ м і глибиною понад 2 м приймається $d_b = 2$ м, при ширині підвалу $B > 20$ м приймається $d_b = 0$.

Значення розрахункового опору ґрунту R можуть бути визначені за наведеною вище формулою для фундаментів будь-якої форми в плані. Якщо підосва фундаменту має форму квадрата площею A , розміри його підосви будуть $b = \sqrt{A}$.

Завдання

Визначити розрахунковий опір основи для фундаменту під колони будівлі з гнучкою конструктивною схемою. Підшва фундаменту має розміри $a \cdot b$ з глибиною закладення d_1 . Розрахункові питомі характеристики ґрунту: усереднені розрахункові значення питомої ваги ґрунтів, що залягають нижче підшви фундаменту γ_{11} і вище підшви фундаменту γ'_{11} , розрахунковий кут внутрішнього тертя φ_{11} , розрахункове значення питомого зчеплення c_{11} , а також розміри фундаменту a і b прийняти відповідно до табл. 6.1.

Методика розрахунку

Встановлюється ширина підшви фундаменту. В якості ширини приймається найменший розмір з виразу $a \cdot b$.

За табл. Ф.1 додатка Ф визначаються коефіцієнти умов роботи γ_{c1}, γ_{c2} .

За табл. Х.1 додатка Х визначаються коефіцієнти M_γ, M_q, M_c .

Визначається розрахунковий опір основи за формулою:

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} [M_\gamma k_z b \gamma_{11} + M_q d_1 \gamma'_{11} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{11} + M_c c_{11}],$$

де γ_{c1} і γ_{c2} - коефіцієнти умов роботи;

k - коефіцієнт, що приймають $k = 1$, якщо міцнісні характеристики ґрунту (φ і c) визначені безпосередніми випробуваннями, і $k = 1,1$, якщо вони прийняті за довідковими таблицями;

M_γ, M_q, M_c - коефіцієнти;

k_z - коефіцієнт, що приймають при $b < 10$ м - $k_z = 1$, при $b \geq 10$ м - $k_z = z_0/b + 0,2$ (тут $z_0 = 8$ м);

b - ширина підшви фундаменту, м;

γ_{11} - усереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, що залягають нижче підшви фундаменту (за наявності підземних вод визначають з урахуванням зважувальної дії води), кН/м³;

γ'_{11} - те саме, що залягають вище підшви;

c_{11} - розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту, що залягає безпосередньо під підшвою фундаменту, кПа;

d_1 - глибина закладання фундаментів безпідвальних споруд від рівня планування або приведена глибина закладання зовнішніх і внутрішніх фундаментів від підлоги підвалу. Так як в задачі підвал не передбачений, то $d_1 = 0$.

Література: [7] п.п. 1-17.

Контрольні питання

12. Яка мінімальна глибина закладання фундаменту при будівництві на дисперсних ґрунтах?

13. Від чого залежить осад фундаменту?

Таблиця 6.1 – Вихідні дані

Номер варіанта	$a \cdot b$	d_1 , м	Найменування грунта	Розрахункові характеристики ґрунту		
				φ_{11}^0	γ'_{11} , кН/м ³	c_{11} , кПа
1	2,1x1,6	1	піски великі	43	16	1
2	2,2x1,7	1,1		42	16	1
3	2,3x1,8	1,2		41	16	2
4	2,4x1,9	1,3		40	16	2
5	2,5x2,0	1,4	піски середньої крупності	39	17	1
6	2,6x2,1	1,5		38	17	1
7	2,7x2,2	1,6		37	17	2
8	2,8x2,3	1,7		36	17	2
9	2,9x2,4	1,8	піски дрібні	35	18	3
10	3,0x2,5	1,9		34	18	3
11	3,1x2,6	2,0		33	18	4
12	3,2x2,7	2,1		32	18	4
13	3,3x2,8	2,2	піски пилюваті маловологі	31	19	5
14	3,4x2,9	2,3		30	19	5
15	3,5x3,0	2,4		29	19	6
16	3,6x3,1	2,5		28	19	6
17	3,7x3,2	2,6		27	20	5
18	3,8x3,3	2,7	піски пилюваті насичені водою	26	20	3
19	3,9x3,4	2,8		25	20	4
20	4,0x3,5	2,9		24	20	5
21	3,8x3,6	3,0		23	19	6
22	3,6x3,4	2,9		22	19	7
23	3,4x3,2	2,8	піски пилюваті вологі	21	18	4
24	3,2x3,0	2,7		20	18	5
25	3,0x2,8	2,6		19	17	6
26	2,8x2,6	2,5		18	17	10
27	2,6x2,4	2,4	пилювато-глинисті грунти с $I_L \leq 0,25$	17	16	16
28	2,4x2,2	2,3		16	16	25
29	2,2x2,0	2,2		15	15	27
30	2,0x1,8	2,1		14	15	30

ДОДАТОК А

ХАРАКТЕРИСТИЧНІ І РОЗРАХУНКОВІ ОПОРИ ПРОКАТУ

Таблиця А.1 – Характеристичні і розрахункові опори при розтягу, стиску і згині для листового, широкосмугового універсального і фасонного прокату відповідно до класів міцності прокату сталі (ДБН В.2.6-198:2014, табл. Г.2)

Клас міцності прокату сталі	Товщина прокату ¹⁾ , мм	Характеристичний опір ²⁾ , МПа, Н/мм ² прокату				Розрахунковий опір ³⁾ , МПа, Н/мм ² прокату			
		листового, широкосмугового універсального		фасонного		листового, широкосмугового універсального		фасонного	
		R_{yn}	R_{un}	R_{yn}	R_{un}	R_y	R_u	R_y	R_u
С235	від 2 до 20	235	360	235	360	230	350	230	350
	понад 20 до 40	225	360	225	360	220	350	220	350
	понад 40 до 100	215	360	-	-	210	350	-	-
	понад 100	195	360	-	-	190	350	-	-
С245	від 2 до 20	245	370	245	370	240	360	240	360
	понад 20 до 30	-	-	235	370	-	-	230	360
С255	від 2 до 3,9	255	380	-	-	250	370	-	-
	від 4 до 10	245	370	255	380	240	360	250	370
	понад 10 до 20	245	370	245	370	240	360	240	360
	понад 20 до 40	235	370	235	370	230	360	230	360
С275	від 2 до 10	275	380	275	390	270	370	270	380
	понад 10 до 20	265	370	275	380	260	360	270	370
С285	від 2 до 3,9	285	390	-	-	280	380	-	-
	від 4 до 10	275	390	285	400	270	380	280	390
	понад 10 до 20	265	380	275	390	260	370	270	380
С295	до 100	295	430	295	430	285	420	285	420
С325	понад 10 до 20	325	470	325	470	315	460	315	460
	понад 20 до 40	305	460	305	460	300	450	300	450
	понад 40 до 60	285	450	-	-	280	440	-	-
	понад 60 до 80	275	440	-	-	270	430	-	-
	понад 80 до 100	265	430	-	-	260	420	-	-

-

Продовження табл. А.1

Клас міц- ності прока- ту сталі	Товщина прокату ¹⁾ , мм	Характеристичний опір ²⁾ , МПа, Н/мм ² прокату				Розрахунковий опір ³⁾ , МПа, Н/мм ² прокату			
		листового, ширококу- тового універ- сального		фасонного		листового, ширококу- тового універ- сального		фасонного	
		R_{yn}	R_{un}	R_{yn}	R_{un}	R_y	R_u	R_y	R_u
С345	від 2 до 10	235	360	235	360	230	350	230	350
	понад 10 до 20	225	360	225	360	220	350	220	350
	понад 20 до 40	215	360	-	-	210	350	-	-
С345К	від 4 до 10	245	370	245	370	240	360	240	360
С355	від 8 до 50	255	380	-	-	250	370	-	-
С375	від 2 до 10	375	510	375	510	365	500	365	500
	понад 10 до 20	355	490	355	490	345	480	345	480
	понад 20 до 40	335	480	335	480	325	470	325	470
С390	від 4 до 50	390	540	-	-	380	530	-	-
С390К	від 4 до 30	390	540	-	-	380	530	-	-
С420	від 4 до 16	420	540	-	-	410	530	-	-
	від 16 до 40	400	530	-	-	390	515	-	-
	від 40 до 63	390	530	-	-	380	515	-	-
	від 63 до 80	370	520	-	-	360	505	-	-
С440	від 4 до 30	440	590	-	-	430	575	-	-
	від 30 до 50	410	570	-	-	400	555	-	-
С460	від 4 до 16	460	570	-	-	445	565	-	-
	від 16 до 40	440	560	-	-	430	545	-	-
	від 40 до 63	430	560	-	-	420	545	-	-
	від 63 до 80	410	540	-	-	400	530	-	-
С490	від 8 до 50	490	590	-	-	475	575	-	-
С500	від 3 до 50	500	590- 770	-	-	485	575- 750	-	-
	від 50 до 100	480		-	-	465		-	-
С590	від 10 до 36	590	685	-	-	540	617	-	-
С590К	від 10 до 40	590	685	-	-	540	617	-	-

Продовження табл. А.1

Клас міцності прокату сталі	Товщина прокату ¹⁾ , мм	Характеристичний опір ²⁾ , МПа, Н/мм ² прокату				Розрахунковий опір ³⁾ , МПа, Н/мм ² прокату			
		листового, широкосмугового універсального		фасонного		листового, широкосмугового універсального		фасонного	
		R_{yn}	R_{un}	R_{yn}	R_{un}	R_y	R_u	R_y	R_u
С620	від 3 до 50	620	700-890	-	-	600	680-865	-	-
	понад 50 до 100	580		-	-	565		-	-

¹⁾ За товщину фасонного прокату приймається товщина полиці.

²⁾ За характеристичні опори прийняті гарантовані значення границі текучості і тимчасового опору.

³⁾ Значення розрахункових опорів одержані діленням характеристичних опорів на коефіцієнти надійності за матеріалом γ_m із заокругленням до 5 Н/мм². Для класів міцності прокату сталі С235-С500; С620 враховано $\gamma_m = 1,025$, а для класів С 590; С590К враховано $\gamma_m = 1,1$.

Примітка 1. Розрахункові опори прокату конкретних марок сталей, які наведені у таблиці Г.5 (ДБН В.2.6-198:2014) слід приймати з урахуванням коефіцієнта надійності за матеріалом γ_m , який визначається згідно з таблицею 7.2 (ДБН В.2.6-198:2014).

Примітка 2. Розрахункові опори R_w стінок гарячекатаних двотаврів і швелерів допускається збільшувати на 10 % порівняно до R_y .

ДОДАТОК Б

КОЕФІЦІЄНТ УМОВ РОБОТИ СТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ

Таблиця Б.1 – Коефіцієнт умов роботи (ДБН В.2.6-198:2014, табл. 5.1)

Елементи конструкцій	Коефіцієнт умов роботи, γ_c
1. Балки суцільного перерізу і стиснуті елементи ферм перекриттів під залами театрів, клубів, кінотеатрів, під трибунами, під приміщеннями магазинів, книгосховищ і архівів тощо при тимчасовому навантаженні, що не перевищує ваги перекриттів	0,90
2. Колони громадських споруд і опор водонапірних башт	0,95
3. Колони одноповерхових виробничих споруд із мостовими кранами	1,05
4. Стиснуті основні елементи (крім опорних) решітки складеного таврового перерізу з двох кутиків у зварних фермах покриттів і перекриттів при розрахунку на стійкість зазначених елементів із гнучкістю $\lambda \geq 60$	0,80
5. Затяжки, тяги, відтяжки, підвіски при розрахунку на міцність у перерізі без послаблень	0,90
6. Перерізи елементів конструкцій зі сталі з границею текучості до 440 Н/мм ² , що несуть статичне навантаження, при розрахунку на міцність у перерізі, послабленому отворами для болтів (окрім фрикційних з'єднань):	1,10
- суцільних балок і колон;	
- стрижневих конструкцій покриттів та перекриттів	1,05
7. Стиснуті елементи решітки просторових решітчастих конструкцій, виконані з одиночних рівнополичкових кутиків згідно з рисунком 13.3 (ДБН В.2.6-198:2014), які прикріплюються однією полицею (для нерівнополичкових кутиків – більшою полицею):	
а) безпосередньо до поясів за допомогою зварних швів або двох болтів і більше, які встановлені вздовж кутика:	
- розкоси (рисунок 13.3, а (ДБН В.2.6-198:2014));	0,90
- розпірки (рисунок 13.3, б, в, е (ДБН В.2.6-198:2014));	0,90
- розкоси (рисунок 13.3, в, г, д, е (ДБН В.2.6-198:2014));	0,80

Продовження табл. Б.1

Елементи конструкцій	Коефіцієнт умов роботи, γ_c
б) безпосередньо до поясів за допомогою одного болта або через фасонку незалежно від виду з'єднання	0,75
8. Елементи плоских ферм з одиночних кутиків, стиснуті елементи, виконані з одиночних кутиків, які прикріплюються однією полицею (для нерівнополичкових кутиків – меншою полицею), за винятком елементів, наведених у позиції 7 цієї таблиці	0,75
9. Опорні плити, виконані зі сталі з границею текучості до 390 Н/мм ² , що несуть статичне навантаження, товщиною, мм:	0,95
а) до 40 включно;	1, 20
б) понад 40 до 60 включно;	1,15
в) понад 60 до 80 включно	1,10
<p>Примітка 1. Коефіцієнти $\gamma_c \leq 1$ при розрахунку не слід враховувати сумісно, за винятком розрахунків, вказаних у примітках 2,3.</p> <p>Примітка 2. При розрахунку на міцність у перерізі, послабленому отворами для болтів, коефіцієнти, наведені в позиції 6 і 1, 6 і 2, 6 і 5, слід враховувати сумісно.</p> <p>Примітка 3. При розрахунку опорних плит коефіцієнти, наведені в позиції 9 і 2, 9 і 3, слід враховувати сумісно.</p> <p>Примітка 4. При розрахунку з'єднань коефіцієнти γ_c для елементів, які наведені в позиції 1 і 2, слід враховувати разом із коефіцієнтом умов роботи з'єднання γ_b.</p> <p>Примітка 5. У випадках, не обумовлених цими Нормами, у розрахункових формулах приймають $\gamma_c = 1$.</p>	

ДОДАТОК В

КЛАСИ МІЦНОСТІ ДЕРЕВИНИ

Таблиця В.1 – Характеристичні значення міцності, жорсткості та густини для хвойної деревини (ДБН В.2.6-161:2017, табл. Б.1)

№ з/п	Класи міцності	C14	C16	C18	C20	C22	C24	C27	C30	C35	C40	C45	C50
Значення міцності, Н/мм ²													
1	Згин, $f_{m,k}^a$	14	16	18	20	22	24	27	30	35	40	45	50
2	Розтяг вздовж, $f_{t,0,k}^a$	8	10	11	12	13	14	16	18	21	24	27	30
3	Розтяг впоперек, $f_{t,90,k}$	0,4											
4	Стиск вздовж, $f_{c,0,k}^a$	16	17	18	19	20	21	22	23	25	26	27	29
5	Стиск впоперек, $f_{c,90,k}$	2,0	2,2	2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	2,7	2,8	2,9	3,1	3,2
6	Сколювання та кручення, $f_{v,k}^c$	2,0											
Значення жорсткості, Н/мм ²													
7	Модуль пружності вздовж, $E_{0,mean}^{a,b}$	7000	8000	9000	9500	10000	11000	11500	12000	13000	14000	15000	16000
8	Модуль пружності впоперек, $E_{90,mean}^b$	230	270	300	320	330	370	380	400	430	470	500	530
9	Модуль зсуву, $G_{mean}^{b,c}$	440	500	560	590	630	690	720	750	810	880	940	1000
Значення густини, кг/м ³													
10	Густина, ρ_k	290	310	320	330	340	350	370	380	400	420	440	460

^a Розрахункове значення для кругляка підвищується на 20 % за відсутності на ньому кори та лубу без ослаблення краєвої зони

^b Характеристичне значення модуля зсуву $G_{R,k}$ всіх класів міцності може прийматися 1 Н/мм² при розрахунках. При напруженнях сколювання необхідно приймати значення модуля зсуву, який дорівнює $G_{R,mean} = 0,10 \cdot G_{mean}$.

^c Для характеристичного значення жорсткості $E_{0,05}$, $E_{90,05}$ та $G_{0,05}$ розрахунковими значеннями є: $E_{0,05} = 2/3 \cdot E_{0,mean}$, $E_{90,05} = 2/3 \cdot E_{90,mean}$, $G_{0,05} = 2/3 \cdot G_{mean}$

Таблиця В.2 – Характеристичні значення міцності, жорсткості та густини для листяної деревини (ДБН В.2.6-161:2017, табл. Б.2)

№ з/п	Класи міцності	D30	D35	D40	D50	D60	D70
Значення міцності, Н/мм ²							
1	Згин, $f_{m,k}$	30	35	40	50	60	70
2	Розтяг вздовж, $f_{t,0,k}$	18	21	24	30	36	42
3	Розтяг впоперек, $f_{t,90,k}$	0,5					
4	Стиск вздовж, $f_{c,0,k}$	23	25	26	29	32	34
5	Стиск впоперек, $f_{c,90,k}$	8,0	8,4	8,8	9,7	10,5	13,5
6	Сколювання та кручення, $f_{v,k}$	3,0	3,4	3,8	4,6	5,3	6,0
Значення жорсткості, Н/мм ²							
7	Модуль пружності вздовж, $E_{0,mean}^a$	10000	10000	11000	14000	17000	20000
8	Модуль пружності впоперек, $E_{90,mean}^a$	640	690	750	930	1130	1330
9	Модуль зсуву, G_{mean}^a	600	650	700	880	1060	1250
Значення густини, кг/м ³							
10	Густина, ρ_k	530	560	590	650	700	900
^a Для характеристичного значення жорсткості $E_{0,05}$, $E_{90,05}$ та $G_{0,05}$ розрахунковими значеннями є: $E_{0,05} = 5/6 \cdot E_{0,mean}$, $E_{90,05} = 5/6 \cdot E_{90,mean}$, $G_{0,05} = 5/6 \cdot G_{mean}$							

ДОДАТОК Г

ВЛАСТИВОСТІ МАТЕРІАЛІВ

Таблиця Г.1 - Коефіцієнти надійності за матеріалом γ_M (ДБН В.2.6-161:2017, табл. 6.1)

Основні комбінації	γ_M
Цільна деревина	1,3
Клеєна деревина	1,25
Клеєний шпон (LVL), фанера, OSB	1,2
ДСП, ДВП, МДФ	1,3
З'єднання	1,3
Металеві зубчасті пластини	1,25
Випадкові комбінації	1,0

Таблиця Г.2 – Значення коефіцієнта перетворення, що враховує тривалість дії навантаження та температурно-вологісні умови експлуатації k_{mod} (ДБН В.2.6-161:2017, табл. А.1)

Будівельний матеріал	Клас навантаження за тривалістю дії	Експлуатаційні класи		
		1	2	3
Суцільна деревина, клеєна деревина, балочна клеєна деревина, фанера, ортогональна клеєна деревина	постійне	0,60	0,60	0,50
	тривале	0,70	0,70	0,55
	середньої тривалості	0,80	0,80	0,65
	короткочасне	0,90	0,90	0,70
	миттєве	1,10	1,10	0,90
ДСП, цементно-стружкові плити (ЦСП), ДВП (Тип НВ, НЛА2)	постійне	0,30	0,2	-
	тривале	0,45	0,3	-
	середньої тривалості	0,65	0,45	-
	короткочасне	0,85	0,60	-
	миттєве	1,10	0,80	-
OSB-плити (OSB/2, OSB/3, OSB/4)	постійне	0,40	0,3	-
	тривале	0,50	0,4	-
	середньої тривалості	0,70	0,55	-
	короткочасне	0,90	0,7	-
	миттєве	1,10	0,90	-
ДВП (Тип МВН, LA2)	постійне	0,20	0,15	-
	тривале	0,40	0,30	-
	середньої тривалості	0,60	0,45	-
	короткочасне	0,80	0,60	-
	миттєве	1,10	0,80	-

ДОДАТОК Д

ТЕХНІЧНІ ХАРАКТЕРИСТИКИ

Таблиця Д.1 – Розрахункові опори на стиск кладки з цегли всіх видів та керамічних каменів із щілиноподібними вертикальними пустотами на важких розчинах (ДБН В.2.6-162:2010, додаток Р, табл. 1)

Міцність цегли або каменя f_b , МПа	Розрахункові опори f_d , МПа (кгс/см ²) на стиск кладки з цегли всіх видів та керамічних каменів із щілиноподібними вертикальними пустотами шириною до 12 мм при висоті ряду кладки 50...150 мм на важких розчинах при міцності f_m , розчину								При міцності розчину	
	20,0	15,0	10,0	7,5	5,0	2,5	1,0	0,4	0,2	нульовий
30,0	3,9 (39)	3,6 (36)	3,3 (33)	3,0 (30)	2,8 (28)	2,5 (11)	2,2 (22)	1,8 (18)	1,7 (17)	1,5 (15)
25,0	3,6 (36)	3,3 (33)	3,0 (30)	2,8 (28)	2,5 (25)	2,2 (22)	1,9 (19)	1,6 (16)	1,5 (15)	1,3 (13)
20,0	3,2 (32)	3,0 (30)	2,7 (27)	2,5 (25)	2,2 (22)	1,8 (18)	1,6 (16)	1,4 (14)	1,3 (13)	1,0 (10)
15,0	2,6 (26)	2,4 (24)	2,2 (22)	2,0 (20)	1,8 (18)	1,5 (15)	1,3 (13)	1,2 (12)	1,0 (10)	0,8 (8)
12,5	-	2,2 (22)	2,0 (20)	1,9 (19)	1,7 (17)	1,4 (14)	1,2 (12)	1,1 (11)	0,9 (9)	0,7 (7)
10,0	-	2,0 (20)	1,8 (18)	1,7 (17)	1,5 (15)	1,3 (13)	1,0 (10)	0,9 (9)	0,8 (8)	0,6 (6)
7,5	-	-	1,5 (15)	1,4 (14)	1,3 (13)	1,1 (11)	0,9 (9)	0,7 (7)	0,6 (6)	0,5 (5)
5,0	-	-	-	1,1 (11)	1,0 (10)	0,9 (9)	0,7 (7)	0,6 (6)	0,5 (5)	0,35 (3,5)
3,5	-	-	-	0,9 (9)	0,8 (8)	0,7 (7)	0,6 (6)	0,45 (4,5)	0,4 (4)	0,25 (2,5)

Примітка. Розрахункові опори кладки на розчинах класу міцністю від 4 до 50 належить зменшувати застосуванням знижуючих коефіцієнтів: 0,85 – для кладки на жорстких цементних розчинах (без добавок вапна або глини), легких і вапняних розчинах у віці до 3 міс.; 0,9 – для кладки на цементних розчинах (без вапна або глини) з органічними пластифікаторами.

Зменшувати розрахунковий опір на стиск не вимагається для кладки підвищеної якості – шов розчину виконується під рамку з вирівнюванням та ущільнення розчину рейкою. У проекті вказується марка розчину для звичайної кладки і для кладки підвищеної якості.

Таблиця Д.2 – Пружна характеристика кладки (ДБН В.2.6-162:2010, додаток Р, табл. 15)

Вид кладки	Пружна характеристика α				
	при міцності розчину				
	2,5-20,0	1,0	0,4	0,2	нульовий
1. Із крупних блоків, виготовлених з важкого і крупнопористого бетону на важких заповнювачах та з важкого природного каменю ($\gamma \geq 1800 \text{ кг/м}^3$)	1500	1000	750	750	500
2. З каменів, виготовлених із важкого бетону, важких природних каменів та буту	1500	1000	750	500	350
3. Із крупних блоків, виготовлених із бетону на пористих заповнювачах і поризованого, крупнопористого бетону на легких заповнювачах, щільного силікатного бетону та з легкого природного каменю	1000	750	500	500	350
4. Із крупних блоків, виготовлених з ніздрюватих бетонів виду: А	750	750	500	500	350
Б	500	500	350	350	350
5. Із каменів з ніздрюватих бетонів виду: А	750	500	350	350	200
Б	500	350	200	200	200
6. Із керамічних каменів	1200	1000	750	500	350
7. Із цегли глиняної пластичного пресування повнотілої та порожнистої, із порожнистих силікатних каменів, із каменів, виготовлених із бетону на пористих заповнювачах і поризованого, із легких природних каменів	1000	750	500	350	200
8. Із цегли силікатної повнотілої та порожнистої	750	500	350	350	200
9. Із цегли глиняної напівсухого пресування повнотілої та порожнистої	500	500	350	350	200

ДОДАТОК Е

ЩІЛЬНІСТЬ ДЕЯКИХ БУДІВЕЛЬНИХ МАТЕРІАЛІВ

Таблиця Е.1 – Значення щільності деяких будівельних матеріалів

	Найменування будівельних матеріалів	Щільність ρ , кг/м ³
1	Бетон важкий	2200...2400
2	Залізобетон	2500
3	Кам'яна кладка	1700
4	Асфальтобетон литий (в стяжках)	1800
5	Керамзитобетон	900...1600
6	Деревина (сосна, ялина)	500
7	Дуб, береза	700
8	Сталь	7800
9	Фанера	700
10	Цементно-піщаний розчин	2000
11	Керамічна плитка	2700
12	Ламінат $t = 7 \dots 8$ мм	700
13	Паркет $t = 2 \dots 25$ мм	500
14	Лінолеум $t = 3$ мм	1100...1600
15	Плити ДВП $t = 3,2$ мм	700
16	Листи ГКЛ $t = 16$ мм, ГВЛ $t = 13$ мм	1100
17	Утеплювач URSA, PAROC	60...75
18	Мінерально-ватні плити напівтверді	125
19	Мінерально-ватні плити жорсткі	250
20	Ековата	300
21	Плити ДВП ізоляційні, $t = 24$ мм	250
22	Пінопласт	15...25
23	Пінополістирол ПСБ-С (ГОСТ 15588-86)	35
24	Керамзит	300...500
25	Перліт	250
26	Вермикуліт	250...400
27	Rockwool	110...160
28	Roofmate	30
29	URSAFOAM	60...75
30	Isover	50...80
31	Катепал Tupla	1200
32	Бікрост, Лінокром	1200
33	Техноеласт, Екофлекс	1150
34	Руберойд $t = 3$ мм	600
35	Бітум	1050

ДОДАТОК Ж

НАВАНТАЖЕННЯ І ВПЛИВИ

Таблиця Ж.1 - Коефіцієнт надійності за граничним навантаженням γ_{fm} для ваги будівельних конструкцій (табл. 5.1 ДБН В.1.2-2-2006)

Конструкції споруд	γ_{fm}
металеві, у яких зусилля від власної ваги:	
менше 50%	1,05 (0,95)
дорівнюють або перевищують 50%	1,10 (0,90)
бетонні (з середньою густиною понад 1600 кг / м ³), залізобетонні, кам'яні, армокам'яні, дерев'яні	1,10 (0,90)
бетонні (з середньою густиною 1600 кг / м ³ і менше), ізоляційні, вирівнювальні та опоряджувальні шари (плити, матеріали в рулонах, засипки, стяжки і т. п.), що виконуються:	
в заводських умовах	1,20 (0,90)
на будівельному майданчику	1,30 (0,90)

Таблиця Ж.2 Навантаження на перекриття будівель (табл. 6.2 ДБН В.1.2-2-2006)

Приміщення будівель і споруд	Характеристичні значення навантажень (нормативні з повним значенням) p_n , кПа
1. Квартири житлових будинків; спальні приміщення дитячих дошкільних установ і шкіл-інтернатів; житлові приміщення будинків відпочинку і пансіонатів, гуртожитків і готелів; палати лікарень і санаторіїв, тераси	1,5
2. Службові приміщення адміністративного, інженерно-технічного, наукового персоналу організацій і установ; класні приміщення установ освіти; побутові приміщення (гардеробні, душові, умивальні, вбиральні) промислових підприємств і громадських будівель і споруд	2,0
3. Кабінети і лабораторії установ охорони здоров'я, лабораторії установ освіти, науки; приміщення електронно-обчислювальних машин; кухні громадських будівель; технічні поверхи; підвальні приміщення	Не менше 2,0

Продовження таблиці Ж.2

Приміщення будівель і споруд	Характеристичні значення навантажень (нормативні з повним значенням), p_n , кПа
4. Зали:	
а) читальні	2,0
б) обідні (в кафе, ресторанах, столових)	3,0
в) зборів і нарад, очікування, глядачів та концертні, спортивні	4,0
г) торгові, виставкові та експозиційні	Не менше 4,0
5. Книгосховища; архіви	Не менше 5,0
6. Сцени видовищних установ	Не менше 5,0
7. Трибуни:	
а) з закріпленими сидіннями	4,0
б) для глядачів, що стоять	5,0
8. Горищні приміщення	0,7
9. Покриття на ділянках:	
а) з можливим скупченням людей (що виходять з виробничих приміщень, залів, аудиторій і т. д.)	4,0
б) використовуваних для відпочинку	1,5
в) інших	0,5
10. Балкони (лоджії) з урахуванням навантаження	
а) смугового рівномірного на ділянці шириною 0,8 м уздовж огорожі балкона (лоджії)	4,0
б) суцільного рівномірного на площі балкона (лоджії), вплив якого не сприятливіше, ніж той, що визначається за поз. 10а	2,0
11. Ділянки обслуговування і ремонту устаткування у виробничих приміщеннях	Не менше 1,5
12. Вестибюлі, фойє, коридори, сходи (з проходами), що примикають до приміщень, зазначеним у позиціях:	
а) 1, 2 и 3	3,0
б) 4, 5, 6 и 11	4,0
в) 7	5,0
13. Перони вокзалів	4,0
14. Приміщення для худоби:	
дрібного	2,0
крупного	5,0

ДОДАТОК К

МАСА ПЛИТ ПЕРЕКРИТТЯ

№	Марка плити	Маса, кг	№	Марка плити	Маса, кг
1	ПК 63.10	1825	13	ПК 63.15	2950
2	ПК 60.10	1725	14	ПК 60.15	2800
3	ПК 57.10	1650	15	ПК 57.15	2675
4	ПК 54.10	1575	16	ПК 54.15	2525
5	ПК 51.10	1475	17	ПК 51.15	2400
6	ПК 48.10	1400	18	ПК 48.15	2250
7	ПК 63.12	2200	19	ПК 63.18	3350
8	ПК 60.12	2100	20	ПК 60.18	3175
9	ПК 57.12	2000	21	ПК 57.18	3025
10	ПК 54.12	1900	22	ПК 54.18	2875
11	ПК 51.12	1800	23	ПК 51.18	2700
12	ПК 48.12	1700	24	ПК 48.18	2550

ДОДАТОК Л

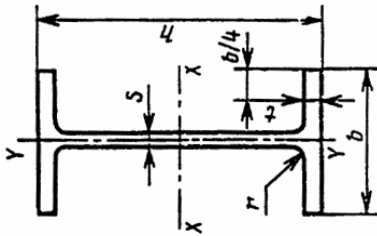
КОЕФІЦІЄНТИ НАДІЙНОСТІ ЗА ВІДПОВІДАЛЬНІСТЮ γ_n

Таблиця Л.1 - Значення коефіцієнта надійності за відповідальністю γ_n
(ДБН В.1.2-14:2018, табл. 5)

Клас наслідків (відповідальності)	Категорія відповідальності конструкції	Значення γ_n , які використовуються в розрахункових ситуаціях				
		усталених		перехідних		аварійних
		перша група граничних станів	друга група граничних станів	перша група граничних станів	друга група граничних станів	перша група граничних станів
СС3	А	1,250	1,000	1,050	0,975	1,050
	Б	1,200		1,000		
	В	1,150		0,950		
СС2	А	1,100	0,975	0,975	0,950	0,975
	Б	1,050		0,950		
	В	1,000		0,925		
СС1	А	1,000	0,950	0,950	0,925	0,950
	Б	0,975		0,925		
	В	0,950		0,900		

Примітка 1. Якщо у нормах проектування певних типів будівель або споруд не наведено конкретних рекомендацій щодо розподілу конструкцій за категоріями відповідальності відповідно до класів наслідків (відповідальності), слід їх відносити до категорії Б.

Примітка 2. Для об'єктів нового будівництва, що споруджуються в охоронній зоні пам'яток культурної спадщини національного та місцевого значення, які за всіма характеристиками можливих наслідків їх відмови відносяться до класу наслідків (відповідальності) СС1, коефіцієнт надійності γ_n , що передбачений для вищих класів наслідків, не застосовується.

ДОДАТОК М																						
Таблиця М.1 - Сортамент двутавров сталевих гарячекатаних з паралельними гранями полиць																						
Номер профілю		Позначення до креслення і табл. Г.1 h - висота двотавра; b - ширина полиці; s - товщина стінки; t-товщина полиці; r - радіус сполучення; I - момент інерції; W - момент опору; S - статичний момент напівперерізу; i - радіус інерції																				
		Площа перерізу, см ²	Лінійна щіль- ність, кг/м	Довідкові величини для осей						Широкополичні двотаври												
				X-X																		
				I _x , см ⁴	W _x , см ³	S _x , см ³	i _x , см	I _y , см ⁴	W _y , см ³												Y-Y	
1	2	3	4	t	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14								
20Ш1	193	150	6,0	9,0		38,95	30,6	2660	275	153	8,26	507	67,6	3,61								
23Ш1	226	155	6,5	10,0		46,08	36,2	4260	377	210	9,62	622	80,2	3,67								
26Ш1	251	180	7,0	10,0		54,37	42,7	6225	496	276	10,70	974	108,2	4,23								
26Ш2	255	180	7,5	12,0		62,73	49,2	7429	583	325	10,88	1168	129,8	4,31								
30Ш1	291	200	8,0	11,0		68,31	56,3	10400	715	398	12,34	1470	147	4,64								
30Ш2	295	200	8,5	13,0		77,65	61,0	12200	827	462	12,53	1737	173,7	4,73								

Продовження табл. М.1													
Номер профілю	h	b	s	t	A, см ²	ρ кг/м	I _x , см ⁴	W _x , см ³	S _x , см ³	i _x , см	I _y , см ⁴	W _y , см ³	i _y , см
Широкополичні двогаври													
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
30Ш3	299	200	9,0	15,0	87,00	68,3	14040	939	526	12,70	2004	200,4	4,80
35Ш1	338	250	9,5	12,5	95,67	75,1	19790	1171	651	14,38	3260	261	5,84
35Ш2	341	250	10,0	14,0	104,74	82,2	22070	1295	721	14,52	3650	292	5,90
35Ш3	345	250	10,5	16,0	116,3	91,3	25140	1458	813	14,70	4170	334	5,99
40Ш1	388	300	9,5	14,0	122,4	96,1	34360	1771	976	16,76	6306	420	7,18
40Ш2	392	300	11,5	16,0	141,6	111,1	39700	2025	1125	16,75	7209	481	7,14
40Ш3	396	300	12,5	18,0	157,2	123,4	44740	2260	1259	16,87	8111	541	7,18
50Ш1	484	300	11,0	15,0	145,7	114,4	60930	2518	1403	20,45	6762	451	6,81
50Ш2	489	300	14,5	17,5	176,6	138,7	72530	2967	1676	20,26	7900	526	6,69
50Ш3	485	300	15,5	20,5	199,2	156,4	84200	3402	1923	20,56	9250	617	6,81
50Ш4	501	300	16,5	23,5	221,7	174,1	96150	3838	2173	20,82	10600	707	6,92
60Ш1	580	320	12,0	17,0	181,1	142,1	10730	3701	2068	24,35	9302	581	7,17
60Ш2	587	320	16,0	20,5	225,3	176,9	13180	4490	2544	24,19	11230	702	7,06
60Ш3	595	320	18,0	24,5	261,8	205,5	15690	5273	2997	24,48	13420	839	7,16
70Ш1	683	320	13,5	19,0	216,4	169,9	17200	5036	2843	28,19	10400	650	6,93
70Ш2	691	320	15,0	23,0	251,7	197,6	20550	5949	3360	28,58	12590	787	7,07
70Ш3	700	320	18,0	27,5	299,8	235,4	24710	7059	4017	28,72	15070	942	7,09
70Ш4	708	320	20,5	31,5	341,6	261,1	28440	8033	4598	28,85	17270	1079	7,11
70Ш5	718	320	23,0	36,5	389,7	305,9	33060	9210	5298	29,13	20020	1251	7,17

Продовження табл. М.1													
Номер профілю	h	b	s	t	A, см ²	ρ $\frac{\text{кг}}{\text{м}}$	I _x , см ⁴	W _{x,c} м ³	S _x , см ³	i _x , см	I _y , см ⁴	W _{y,c} м ³	i _y , см
Колонні двотаври													
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
20K1	195	200	6,5	10,0	52,82	41,5	3820	392	216	8,50	1334	133	5,03
20K2	198	200	7,0	11,5	59,70	46,9	4422	447	247	8,61	1534	153	5,07
23K1	227	240	7,0	10,5	66,51	52,2	6589	580	318	9,95	2421	202	6,03
23K2	230	240	8,0	12,0	75,77	59,5	7601	661	365	10,02	2766	231	6,04
26K1	255	260	8,0	12,0	83,08	65,2	10300	809	445	11,14	3517	271	6,51
26K2	258	260	9,0	13,5	93,19	73,2	11700	907	501	11,21	3957	304	6,52
26K3	262	260	10,0	15,5	105,90	83,1	13560	1035	576	11,32	4544	349	6,55
30K1	296	300	9,0	13,5	108,00	84,8	18110	1223	672	12,95	6079	405	7,50
30K2	300	300	10,0	15,5	122,70	96,3	20930	1395	771	13,06	6980	565	7,54
30K3	304	300	11,5	17,5	138,72	108,9	23910	1573	874	13,12	7881	525	7,54
35K1	343	350	10,0	15,0	139,70	109,7	31600	1843	1010	15,04	10720	613	8,76
35K2	348	350	11,0	17,5	160,40	125,9	37090	2132	1173	15,21	12510	715	8,83
35K3	353	350	13,0	20,0	184,10	144,5	42970	2435	1351	15,28	14330	817	8,81
40K1	393	400	11,0	16,0	175,80	138,0	52400	2664	1457	17,26	17610	880	10,00
40K2	400	400	13,0	20,0	210,96	165,6	64140	3207	1767	17,44	21350	1067	10,06
40K3	409	400	16,0	24,5	257,80	202,3	80040	3914	2180	17,62	26150	1307	10,07
40K4	419	400	19,0	29,5	308,60	242,2	98340	4694	2642	17,85	31500	1575	10,10
40K5	431	400	23,0	35,5	371,00	291,2	12157	5642	3217	18,10	37910	1896	10,11

ДОДАТОК Н

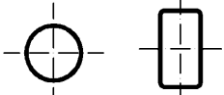
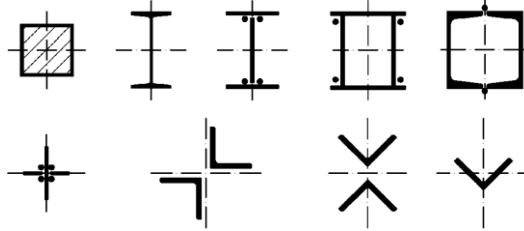
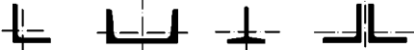
КОЕФІЦІЄНТИ ДЛЯ РОЗРАХУНКУ НА СТІЙКІСТЬ ЦЕНТРАЛЬНО-І ПОЗАЦЕНТРОВО-СТИСНУТИХ ЕЛЕМЕНТІВ

Таблиця Н.1 - Коефіцієнти стійкості при центральному стиску (ДБН В.2.6-198:2014, табл. Ж.1)

Умовна гнуч- кість $\bar{\lambda}$	Коефіцієнт φ для типів кривих стійкості			Умовна гнуч- кість $\bar{\lambda}$	Коефіцієнт φ для типів кривих стійкості		
	a	b	c		a	b	c
0,4	999	998	992	5,4	261	261	255
0,6	994	986	950	5,6	242	242	240
0,8	981	967	929	5,8	226	226	226
1,0	968	948	901	6,0	211		
1,2	954	927	878	6,2	198		
1,4	938	905	842	6,4	186		
1,6	920	881	811	6,6	174		
1,8	900	855	778	6,8	164		
2,0	877	826	844	7,0	155		
2,2	851	794	709	7,2	147		
2,4	820	760	672	7,4	139		
2,6	785	722	635	7,6	132		
2,8	747	683	598	7,8	125		
3,0	704	643	562	8,0	119		
3,2	660	602	526	8,5	105		
3,4	615	562	492	9,0	094		
3,6	572	524	460	9,5	084		
3,8	530	487	430	10,0	076		
4,0	475	453	401	10,5	069		
4,2	431	421	375	11,0	063		
4,4	393	392	351	11,5	057		
4,6	359	359	328	12,0	053		
4,8	330	330	308	12,5	049		
5,0	304	304	289	13,0	045		
5,2	281	281	271	14,0	039		

Примітка. Наведені у таблиці значення коефіцієнта φ збільшені в 1000 разів.

Таблиця Н.2 - Типи кривої стійкості (ДБН В.2.6-198:2014, табл. 8.1)

Тип поперечного перерізу	Тип кривої стійкості
	a
	b
	c

ДОДАТОК П

ГРАНИЧНІ ГНУЧКОСТІ ЕЛЕМЕНТІВ

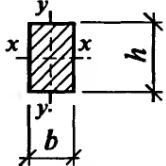
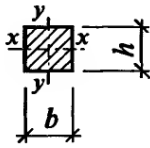
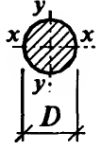
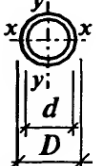
Таблиця П.1 – Граничні гнучкості елементів при стиску (ДБН В.2.6-198:2014, табл. 13.9)

№ з/п	Елементи конструкцій	Гранична гнучкість стиснутих елементів λ_u
1	Пояси, опорні розкоси і стояки, що передають опорні реакції: а) плоских ферм, структурних конструкцій і просторових конструкцій із труб або парних кутиків заввишки до 50 м;	$180 - 60\alpha$
	б) просторових конструкцій з одиночних кутиків, а також просторових конструкцій із труб і парних кутиків заввишки понад 50 м	120
2	Елементи, окрім зазначених у позиції 1 і 7: а) плоских ферм, зварних просторових і структурних конструкцій із одиночних кутиків, просторових і структурних конструкцій із труб і парних кутиків;	$210 - 60\alpha$
	б) просторових і структурних конструкцій із одиночних кутиків з болтовими з'єднаннями	$220 - 40\alpha$
3	Верхні пояси ферм, не закріплені у процесі монтажу (граничну гнучкість після завершення монтажу слід приймати за позицією 1)	220
4	Основні колони	$180 - 60\alpha$
5	Другорядні колони (стояки фахверку, ліхтарів тощо), елементи решітки колон, елементи вертикальних в'язей між колонами (нижче балок кранових колій)	$210 - 60\alpha$
6	Елементи в'язей, окрім зазначених у позиції 5, а також стрижні, призначені для зменшення розрахункової довжини стиснутих елементів, та інші ненавантажені елементи, окрім зазначених у позиції 7	200
7	Стиснуті і ненавантажені елементи просторових конструкцій таврового і хрестового перерізу, що підлягають дії вітрових навантажень, при перевірці гнучкості у вертикальній площині	150
Примітка. $\alpha = \frac{N}{\varphi \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c}$ - коефіцієнт, який приймається не менше 0,5 (у необхідних випадках замість φ слід застосовувати φ_e)		

ДОДАТОК Р

ВИЗНАЧЕННЯ ХАРАКТЕРИСТИК ПЕРЕРІЗУ

Таблиця Р.1 - Формули для визначення характеристик різних перерізів

Перетин елемента				
A_d	$b \cdot h$	$b \cdot h$	$\frac{\pi \cdot D^2}{4}$	$\frac{\pi \cdot D^2}{4} - \frac{\pi \cdot d^2}{4}$
I_x	$\frac{b \cdot h^3}{12}$	$\frac{b^4}{12}$	$\frac{\pi \cdot D^4}{64}$	$\frac{\pi \cdot D^4}{64} - \frac{\pi \cdot d^4}{64}$
I_y	$\frac{h \cdot b^3}{12}$	$\frac{b^4}{12}$	$\frac{\pi \cdot D^4}{64}$	$\frac{\pi \cdot D^4}{64} - \frac{\pi \cdot d^4}{64}$
i_x	$0,289h$	$0,289h$	$0,25D$	$0,25\sqrt{D^2 - d^2}$
i_y	$0,289b$	$0,289b$	$0,25D$	$0,25\sqrt{D^2 - d^2}$

ДОДАТОК С

СОРТАМЕНТ ПИЛОМАТЕРІАЛІВ

Таблиця С.1 - Рекомендований сортамент пиломатеріалів (ДБН В.2.6-261:2017, Додаток Е, табл. Е.1)

Товщина	Ширина, мм								
16	75	100	125	150	-	-	-	-	-
19	+	+	+	+	175	-	-	-	-
22	+	+	+	+	+	200	225	-	-
25	+	+	+	+	+	+	+	250	-
32	+	+	+	+	+	+	+	+	275
40	+	+	+	+	+	+	+	+	+
44	+	+	+	+	+	+	+	+	+
50	+	+	+	+	+	+	+	+	+
60	+	+	+	+	+	+	+	+	+
75	75	+	+	+	+	+	+	+	+
100	-	100	+	+	+	+	+	+	+
125	-	-	125	+	+	+	+	+	+
150	-	-	-	150	+	+	+	+	+
175	-	-	-	-	175	+	+	+	+
200	-	-	-	-	-	200	+	+	+
250	-	-	-	-	-	-	250	+	+

ДОДАТОК Т

СПІВВІДНОШЕННЯ ДОВЖИН

Таблиця Т.1 - Співвідношення розрахункової та геометричної довжин для стояків (табл. 9.1 ДБН В.2.6-161:2017)

Тип елемента	Тип навантаження	$\frac{l_{ef}}{l}$
Шарнірне опирання кінців	Зосереджена осьова сила на одному кінці стояка	1,0
	Рівномірно розподілене навантаження по довжині елемента	0,73
Жорстке зацмлення одного кінця	Зосереджена осьова сила на одному кінці стояка	2,2
	Рівномірно розподілене навантаження по довжині елемента	1,2
Жорстке зацмлення одного кінця і шарнірне опирання іншого	Зосереджена осьова сила на одному кінці стояка	0,8

ДОДАТОК У

КОЕФІЦІЄНТИ ПОЗДОВЖНЬОГО ВИГИНУ

Таблиця У.1 – Значення коефіцієнта поздовжнього вигину (ДСТУ Б В.2.6-207:2015, табл. 8.1)

Гнучкість		Коефіцієнт поздовжнього вигину φ при пружних характеристиках кладки α						
λ_h	λ_i	1500	1000	750	500	350	200	100
4	14	1	1	1	0,98	0,94	0,90	0,82
6	21	0,98	0,96	0,95	0,91	0,88	0,81	0,68
8	28	0,95	0,92	0,90	0,85	0,80	0,70	0,54
10	35	0,92	0,88	0,84	0,79	0,72	0,60	0,43
12	42	0,88	0,84	0,79	0,72	0,64	0,51	0,34
14	49	0,85	0,79	0,73	0,66	0,57	0,43	0,28
16	56	0,81	0,74	0,68	0,59	0,50	0,37	0,23
18	63	0,77	0,70	0,63	0,53	0,45	0,32	-
22	76	0,69	0,61	0,53	0,43	0,35	0,24	-
26	90	0,61	0,52	0,45	0,36	0,29	0,20	-
30	104	0,53	0,45	0,39	0,32	0,25	0,17	-
34	118	0,44	0,38	0,32	0,26	0,21	0,14	-
38	132	0,36	0,31	0,26	0,21	0,17	0,12	-
42	146	0,29	0,25	0,21	0,17	0,14	0,09	-
46	160	0,21	0,18	0,16	0,13	0,10	0,07	-
50	173	0,17	0,15	0,13	0,10	0,08	0,05	-
54	187	0,13	0,12	0,10	0,08	0,06	0,04	-
Примітка 1. Коефіцієнт φ при проміжних величинах гнучкостей визначають за інтерполяцією.								
Примітка 2. Коефіцієнт φ для величин λ_h , що перевищують граничні, приймають при визначенні φ_c у разі розрахунку на позацентровий стиск з великими ексцентриситетами.								
Примітка 3. Для кладки х сітчастим армуванням величини пружних характеристик, що визначають за формулою ($a_{sk} = a \frac{f_u}{f_{sku}}$), можуть бути менше ніж 200.								

ДОДАТОК Ф

КОЕФІЦІЄНТИ УМОВ РОБОТИ γ_n

Таблиця Ф.1 - Значення коефіцієнтів умов роботи γ_{c1} , γ_{c2} (ДБН В.2.1-10:2009, табл. Е.7)

Ґрунти	Коефіцієнт γ_{c1}	Коефіцієнт γ_{c2} для споруд із жорсткою конструктивною схемою при відношенні довжини споруди або її відсіку до висоти L/H	
		4 і більше	1,5 і менше
Великоуламкові з піщаним заповнювачем і піщані, крім дрібних і пилюватих	1,4	1,2	1,4
Піски дрібні	1,3	1,1	1,3
Піски пилюваті:			
малого і середнього ступеня вологості;	1,25	1,0	1,2
насичені водою	1,1	1,0	1,2
Глинисті, а також великоуламкові з глинистим заповнювачем з показником текучості ґрунту або заповнювача $I_L \leq 0,25$	1,25	1,0	1,1
Те саме при $0,25 < I_L \leq 0,5$	1,2	1,0	1,1
Те саме при $I_L > 0,5$	1,1	1,0	1,0
<p>Примітка 1. До споруд із жорсткою конструктивною схемою відносяться споруди, конструкції яких спеціально пристосовані до сприйняття зусиль від деформацій основ, у тому числі за рахунок застосування заходів, зазначених у додатку К.</p> <p>Примітка 2. Для будинків із гнучкою конструктивною схемою значення коефіцієнта γ_{c2} приймають за одиницю.</p> <p>Примітка 3. При проміжних значеннях L/H коефіцієнт γ_{c2} визначають інтерполяцією.</p> <p>Примітка 4. Для пухких пісків γ_{c1} та γ_{c2} приймають за одиницю.</p>			

ДОДАТОК Х

КОЕФІЦІЄНТИ M_γ , M_q , M_c

Таблиця Х.1 - Значення коефіцієнтів M_γ , M_q , M_c (ДБН В.2.1-10:2009, табл. Е.8)

Кут внутрішнього повертання φ_{11} , град.	Коефіцієнти			Кут внутрішнього повертання φ_{11} , град.	Коефіцієнти		
	M_γ	M_q	M_c		M_γ	M_q	M_c
0	0	1,00	3,14	23	0,66	3,65	6,24
1	0,01	1,06	3,23	24	0,72	3,87	6,45
2	0,03	1,12	3,32	25	0,78	4,11	6,67
3	0,04	1,18	3,41	26	0,84	4,37	6,90
4	0,06	1,25	3,51	27	0,91	4,64	7,14
5	0,08	1,32	3,61	28	0,98	4,93	7,40
6	0,10	1,39	3,71	29	1,06	5,25	7,67
7	0,12	1,47	3,82	30	1,15	5,59	7,95
8	0,14	1,55	3,93	31	1,24	5,95	8,24
9	0,16	1,64	4,05	32	1,34	6,34	8,55
10	0,18	1,73	4,17	33	1,44	6,76	8,88
11	0,21	1,83	4,29	34	1,55	7,22	9,22
12	0,23	1,94	4,42	35	1,68	7,71	9,58
13	0,26	2,05	4,55	36	1,81	8,24	9,97
14	0,29	2,17	4,69	37	1,95	8,81	10,37
15	0,32	2,30	4,84	38	2,11	9,44	10,80
16	0,36	2,43	4,99	39	2,28	10,11	11,25
17	0,39	2,57	5,15	40	2,46	10,85	11,73
18	0,43	2,73	5,31	41	2,66	11,64	12,24
19	0,47	2,89	5,48	42	2,88	12,51	12,79
20	0,51	3,06	5,66	43	3,12	13,46	13,37
21	0,56	3,24	5,84	44	3,38	14,50	13,98
22	0,61	3,44	6,04	45	3,66	15,64	14,64

ЛІТЕРАТУРА, ЩО РЕКОМЕНДУЄТЬСЯ

1. Сталеві конструкції. Норми проектування. ДБН В.2.6-198:2014. - [Чинний від 2015-01-01]. - К.: Мінрегіон України, 2014. - 199 с. - (Національні стандарти України).
2. Дерев'яні конструкції. Основні положення. ДБН В.2.6-161:2017. - [Чинний від 2017-09-01]. - К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2017. - 117 с. - (Національні стандарти України).
3. Кам'яні та армокам'яні конструкції. Основні положення. ДБН В.2.6-162:2010. - [Чинний від 2011-09-01]. - К.: Мінрегіон України, 2011. - 104 с. - (Національні стандарти України).
4. Маилян Р.Л. Строительные конструкции / Р. Л. Маилян, Д. Р. Маилян, Ю. А. Веселев. – Ростов н/д: Феникс, 2005. - 880 с.
5. Навантаження і впливи. Норми проектування. ДБН В.1.2-2:2006. - [Чинний від 2007-01-01]. - К.: Мінбуд України, 2006. - 75 с. - (Національні стандарти України).
6. Розрахунок і конструювання кам'яних та армокам'яних конструкцій будівель та споруд. Основні положення. ДСТУ Б В.2.6-207:2015. - [Чинний від 2016-04-01]. - К.: Мінрегіон України, 2016. - 264 с. - (Національні стандарти України).
7. Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення. ДБН В.2.1-10:2018. - [Чинний від 2019-01-01]. - К.: Мінрегіон України, 2018. - 36 с. - (Національні стандарти України).

Навчальне видання

МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ

до практичних занять

з дисципліни «Будівельні конструкції, будівлі і споруди»

Частина І: Будівельні конструкції і будівлі.

(для студентів спеціальності

192 – «Будівництво та цивільна інженерія»)

Укладач:

Вікторія Борисівна ІГНАТЬЄВА

Редактор

Техн. редактор

Оригінал - макет

Підписано до друку __.__.21

Формат 60x84 1/16. Папір типогр. Гарнітура Times.

Друк офсетний. Умов. друк. 4,0 арк. Обл.- вид. 4 арк .

Тираж екз. 5 Вид. № . Замов. № Ціна договірна.

Видавництво Тернопільського національного технічного університету
імені Івана Пулюя

Свідоцтво про реєстрацію.

-----.

Адреса видавництва: 91034, м. Тернопіль, вул. Руська, 20а

Телефон: Факс:

E-mail:

[http:// www. tntu.edu.ua](http://www.tntu.edu.ua)